

## **Dimensionamento de um Pavilhão Industrial Misto com Fundações Indirectas**

**PEDRO ALEXANDRE MARTINS DELGADO**

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Estruturas

**Orientador:**

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu (Prof. Adjunto do ISEL)

**Júri:**

**Presidente:**

Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado (Prof. Coordenadora)

**Vogais:**

Doutor, Luís Manuel da Rocha Evangelista (Prof. Adjunto do ISEL)

Eng. José António Fontelas dos Santos Viseu (Prof. Adjunto do ISEL)

**Janeiro 2015**



## **AGRADECIMENTOS**

Um profundo agradecimento aos meus pais, pela educação dada, valores transmitidos e por todo o esforço que fizeram em me proporcionar a melhor educação possível, sem os quais dificilmente alcançaria este objectivo. À Cláudia, aos meus irmãos e restante família pelo apoio dado durante toda a minha vida académica e pessoal e por todos os bons e menos bons momentos partilhados.

Aos meus dois avôs pelos grandes exemplos de dedicação, trabalho e empreendedorismo.

Ao Engenheiro José Santos Viseu, meu orientador, pela dedicação e profissionalismo com que aceitou e desempenhou a tarefa de me orientar na elaboração do presente trabalho e por todos os conselhos e conhecimento que me transmitiu, os quais foram fulcrais na conclusão do trabalho, bem como serão, certamente, na minha futura vida profissional.

A todos os meus colegas e amigos que me acompanharam e apoiaram não só nesta tarefa como em tantas outras passadas. Em especial ao Daniel Correia, pelo companheirismo e entreatajuda durante estes vários meses de trabalho.

# **PEÇAS DO PROJETO**

## **A – PEÇAS ESCRITAS**

**I. RESUMO**

**II. MEMÓRIA DESCRITIVA**

**III. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS**

**IV. CONCLUSÕES**

## **B – PEÇAS DESENHADAS**

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS / FORMAÇÃO EXTRA-CURRICULAR**

**ANEXOS**

## **A - PEÇAS ESCRITAS**

**A - PEÇAS ESCRITAS**

**I - RESUMO / ABSTRACT**

## RESUMO

O presente documento foi elaborado com o objectivo da realização do Trabalho Final de Mestrado em Engenharia Civil, com especialização em estruturas. Optou-se por um projecto de um pavilhão misto (ante projecto), por se considerar o mais adequado a consolidar parte dos conhecimentos adquiridos ao longo do percurso académico.

A escolha de um pavilhão industrial misto, destinado a armazenar combustíveis sólidos alternativos, obrigou à aplicação e estudo de um vasto conjunto de conhecimentos, que incluem a modelação de estruturas no *software SAP2000*, o recurso aos Eurocódigos 0 e 1 para a definição de diversos tipos de acções (vento, sismo, temperatura, sobrecargas e materiais), a aplicação dos Eurocódigos 2, 3 e 7 no dimensionamento dos elementos de betão armado, metálicos e fundações, respectivamente, e a elaboração de um conjunto de tabelas de grande importância com recurso ao *software Excel*, de modo a interpretar e validar parte dos resultados obtidos nos programas de cálculo automático (*SAP2000*, *GaLa Reinforcement*, *LTBeam* e outros).

De modo a obter um conjunto de conhecimentos sólidos e essenciais para ultrapassar as várias dificuldades sentidas na realização deste trabalho, foram consultados diversos livros e documentos da especialidade, assim como outros projectos industriais.

**Palavras-Chave:** Dimensionamento de Pavilhões; Estruturas Metálicas; Estruturas Mistas; Eurocódigos Estruturais; Fundações indirectas; Tanques de ensilagem.

## **ABSTRACT**

As the Final Work of the Master Degree in Structural Engineering was chosen to elaborate one project of an industrial pavilion (preliminary design).

The industrial mixed pavilion chosen has the purpose of stocking alternative solid fuels. It obliged me to practice and study many areas, such as: modelling structures in SAP2000, calculate different types of actions (wind, earthquake, temperature, imposed loads and stocked material), dimensioning reinforced concrete and steel elements, as well create some very important spreadsheets in Excel in order to understand and validate the results of others software (SAP2000, GaLa Reinforcement, LTBeam, SemiComp, etc).

A large number of books and documents of this speciality were consulted in order to overcome the many difficulties felt on this several months of work.

**Key-words:** Deep foundations; Dimensioning Pavilions; Mixed Structures; Steel Structures; Structural Eurocodes; Stocking tanks.

A - PEÇAS ESCRITAS

II – MEMÓRIA DESCRITIVA



# ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>7</b>
<b>2</b>	<b>LOCALIZAÇÃO</b>	<b>9</b>
<b>3</b>	<b>GEOLOGIA E GEOTECNIA</b>	<b>10</b>
<b>4</b>	<b>DESCRIÇÃO GERAL DO PAVILHÃO</b>	<b>11</b>
4.1	OBJECTIVO E FUNCIONAMENTO DO PAVILHÃO	11
4.2	ESQUEMA ESTRUTURAL	12
<b>5</b>	<b>MATERIAIS</b>	<b>13</b>
5.1	BETÃO ARMADO	13
5.2	ESTRUTURAS METÁLICAS	13
<b>6</b>	<b>QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES</b>	<b>14</b>
6.1	PESO PRÓPRIO (PP)	14
6.2	RESTANTE CARGA PERMANENTE (RCP)	15
6.3	SOBRECARGAS (SOB)	15
6.4	ACÇÃO TÉRMICA (T)	15
6.5	ACÇÃO DO VENTO (W)	17
6.6	ACÇÃO SÍSMICA (E)	25
6.7	EQUIPAMENTOS MECÂNICOS (MAQ)	28
6.8	IMPULSOS (I)	28
6.8.1	<i>Impulsos dos combustíveis ensilados</i>	29
6.8.2	<i>Impulsos do terreno nos fossos de recepção</i>	30
<b>7</b>	<b>COMBINAÇÕES DE ACÇÕES</b>	<b>33</b>
7.1	VALORES REDUZIDOS DAS SOBRECARGAS ( $\Psi_0 ; \Psi_1 ; \Psi_2$ )	33
7.2	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS E DE UTILIZAÇÃO	33
7.3	COMBINAÇÕES DE ACÇÕES NO FOSSO DE RECEPÇÃO	37
<b>8</b>	<b>PRÉ-DIMENSIONAMENTO</b>	<b>38</b>
8.1	PÓRTICO TIPO	38
8.1.1	<i>Colunas – Pilares do Pórtico</i>	39
8.1.2	<i>Travessas – Asnas</i>	39
8.1.3	<i>Elementos de travamento</i>	40
8.1.4	<i>Estados Limites de Utilização</i>	40
8.2	ESTACAS	41
<b>9</b>	<b>CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO</b>	<b>42</b>
9.1	ESTRUTURA METÁLICA	42

9.1.1	<i>Secções e Elementos Metálicos</i>	42
9.1.2	<i>Ligações Metálicas</i>	48
9.2	<b>BETÃO ARMADO</b>	49
9.2.1	<i>Pilares</i>	49
9.2.2	<i>Paredes</i>	51
9.2.3	<i>Ensoleiramento</i>	52
9.2.4	<i>Estacas</i>	55
<b>10</b>	<b>REGULAMENTAÇÃO</b>	<b>60</b>

# ÍNDICE FIGURAS

Figura 1.1 - Ponte de Coalbrookdale, Inglaterra (1779, uma das primeiras pontes em ferro fundido)	7
Figura 1.2 - Pavilhão industrial em fase de montagem	8
Figura 1.3 - Torre Vasco da Gama, Lisboa	8
Figura 1.4 - Cobertura do estádio da Luz (diversas fases de montagem)	8
Figura 2.1 - Planta de Localização (fonte: IGeoE)	9
Figura 4.1 - Perspectiva exterior do pavilhão	11
Figura 4.2 - Perspectiva do Betão Armado mais a ponte rolante	11
Figura 4.3 - Identificação e espaçamento dos pórticos metálicos	12
Figura 4.4 - Esquema de um pórtico tipo	12
Figura 6.1 - Fluxograma da acção térmica	16
Figura 6.2 - Fluxograma das Forças do Vento	17
Figura 6.3 - Processo de cálculo da pressão dinâmica de pico	18
Figura 6.4 - Processo de Cálculo do $c_{s,c_d}$	20
Figura 6.5 - Área de referência das forças de atrito	22
Figura 6.6 - $C_{pe}$ e $C_{pi}$ nas fachadas para $W_x$	22
Figura 6.7 - $C_{pi}$ nas fachadas para $W_x$	22
Figura 6.8 - $C_{pe}$ na cobertura para $W_x$	22
Figura 6.9 - $C_{pi}$ na cobertura para $W_x$	22
Figura 6.10 - $C_{pe}$ nas fachadas para $W_{xx}$	23
Figura 6.11 - $C_{pi}$ nas fachadas para $W_{xx}$	23
Figura 6.12 - $C_{pe}$ na cobertura para $W_{xx}$	23
Figura 6.13 - $C_{pi}$ na cobertura para $W_{xx}$	23
Figura 6.14 - $C_{pe}$ nas fachadas para $W_y$	23
Figura 6.15 - $C_{pi}$ nas fachadas para $W_y$	23
Figura 6.16 - $C_{pe}$ e $C_{pi}$ na cobertura para $W_{y1}$	24
Figura 6.17 - $C_{pe}$ e $C_{pi}$ na cobertura para $W_{y2}$	24
Figura 6.18 - $C_{pe}$ nas fachadas para $W_{yy}$	24
Figura 6.19 - $C_{pi}$ nas fachadas para $W_{yy}$	24
Figura 6.20 - $C_{pe}$ e $C_{pi}$ na cobertura para $W_{yy1}$	25
Figura 6.21 - $C_{pe}$ e $C_{pi}$ na cobertura para $W_{yy2}$	25
Figura 6.22 - Fluxograma da Acção Sísmica	26
Figura 6.23 - Zonamento sísmico em Portugal Continental	27
Figura 6.24 - Zonas de sobrecargas no ensoleiramento	28
Figura 6.25 - Fluxograma dos impulsos num silo	29
Figura 6.26 - Impulsos no Fosso - Caso 1	31
Figura 6.27 - Impulsos no Fosso - Caso 2	32
Figura 8.1 - Pórtico de Pré-dimensionamento	38
Figura 8.2 - Ábaco de dimensionamento HEA100 a HEA300 (excerto)	39

<i>Figura 8.3 - Ábaco de dimensionamento 80x80x5 a 150x150x8 (excerto)</i>	40
<i>Figura 9.1 – Fluxograma do Esforço Axial de Tração (Secções Metálicas)</i>	43
<i>Figura 9.2 - Fluxograma de Encurvadura por Compressão (Elementos Metálicos) – Colunas</i>	44
<i>Figura 9.3 - Fluxograma do Esforço Transverso (Secções Metálicas)</i>	45
<i>Figura 9.4 - Fluxograma da Encurvadura Lateral por Flexão (Elementos Metálicos) – Vigas</i>	46
<i>Figura 9.5 - Fluxograma de Flexão Desviada com Tração (Secções Metálicas)</i>	47
<i>Figura 9.6 - Fluxograma de Flexão Desviada com Compressão (Elementos Metálicos) – Colunas-Vigas</i>	48
<i>Figura 9.7 - Eixos num elemento tipo Shell no SAP2000</i>	51
<i>Figura 9.8 - Esforços de M22 e F22 num elemento Shell</i>	52
<i>Figura 9.9 - Esforços de M11 e F11 num elemento Shell</i>	52
<i>Figura 9.10 – Fluxograma de flexão simples em lajes</i>	53
<i>Figura 9.11 - Fluxograma de Punçoamento</i>	54
<i>Figura 9.12 - Modelação das Estacas, modelo de Winkler</i>	55
<i>Figura 9.13 - Fluxograma do ELU de ruptura do terreno em Estacas</i>	58

## ÍNDICE TABELAS

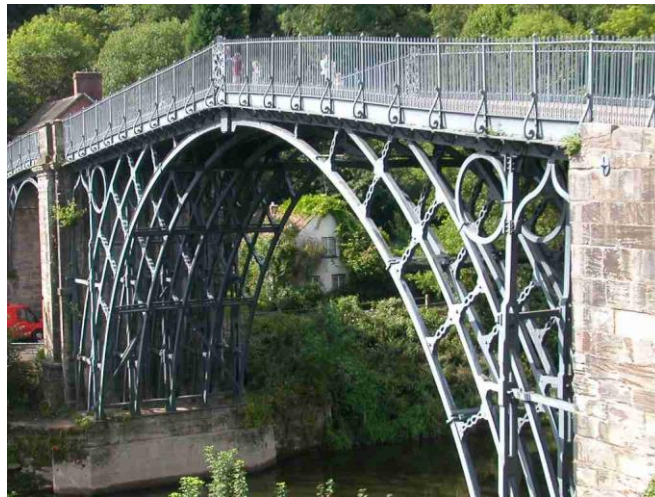
<i>Tabela 5.1 - Características do Betão</i>	13
<i>Tabela 5.2 - Aço das armaduras ordinárias</i>	13
<i>Tabela 5.3 - Aço da estrutura metálica</i>	13
<i>Tabela 6.1 - Eurocódigos nas Acções</i>	14
<i>Tabela 6.2 - Sobrecargas</i>	15
<i>Tabela 6.3 - Cargas permanentes e sobrecargas de equipamentos</i>	28
<i>Tabela 6.4 - Propriedades dos combustíveis armazenados</i>	30
<i>Tabela 6.5 - Características dos estratos do solo</i>	30
<i>Tabela 6.6 - Impulsos no Fosso - Caso 1</i>	31
<i>Tabela 6.7 - Impulsos no Fosso - Caso 2</i>	32
<i>Tabela 7.1 - Valores reduzidos das sobrecargas</i>	33
<i>Tabela 7.2 - Combinações de acções</i>	35
<i>Tabela 7.3 – Coeficientes parciais de segurança no fosso de recepção</i>	37
<i>Tabela 8.1 - Deslocamentos no Pré-dimensionamento</i>	40
<i>Tabela 9.1 - Coeficientes parciais de segurança no cálculo de elementos metálicos</i>	42
<i>Tabela 9.2 – Siglas dos aços</i>	42
<i>Tabela 9.3 - Coeficientes parciais de segurança no cálculo de secções de betão armado</i>	49
<i>Tabela 9.4 – Siglas das tensões no betão armado</i>	49
<i>Tabela 9.5 - Coeficiente de combinação em Estacas</i>	57
<i>Tabela 9.6 - Armaduras mínimas em estacas (Quadro 9.6N do EC2)</i>	59
<i>Tabela 10.1 - Regulamentação utilizada</i>	60

# 1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho refere-se ao Trabalho Final de Mestrado em Engenharia Civil, na área de especificação de Estruturas, onde é dada uma grande relevância ao dimensionamento e análise estrutural, razão pela qual se optou por um trabalho de projecto.

O projecto escolhido refere-se a um pavilhão industrial misto para a armazenagem de combustíveis alternativos (fase de anteprojecto), tendo-se dado especial atenção à estrutura metálica, razão pela qual houve curiosidade em apresentar resumidamente alguns dos marcos mais importantes referentes à evolução das estruturas metálicas ao longo dos anos.

Segundo Zendron [23], o ferro fundido foi o primeiro material a ser usado na construção metálica, desde o século XII, como elemento complementar às estruturas de madeira. No século XVI apareceram as primeiras estruturas em ferro fundido (coberturas), realizadas a partir de sistemas estruturais muito simples. Só no século XVIII começaram a ser construídas as primeiras pontes e cúpulas, também em ferro fundido, com sistemas mais elaborados (estruturas treliçadas e arcos).



*Figura 1.1 - Ponte de Coalbrookdale, Inglaterra (1779, uma das primeiras pontes em ferro fundido)*

Com a evolução industrial deu-se um grande crescimento nas estruturas metálicas, a partir do fabrico dos perfis laminados que permitiu dar início à construção de grandes empreendimentos industriais. Desde então, o crescimento das estruturas metálicas foi considerável, sendo exemplo a construção de inúmeros pavilhões e pontes por todo o mundo, que, comparativamente a outros materiais permitem alcançar vãos maiores e uma maior rapidez de execução.

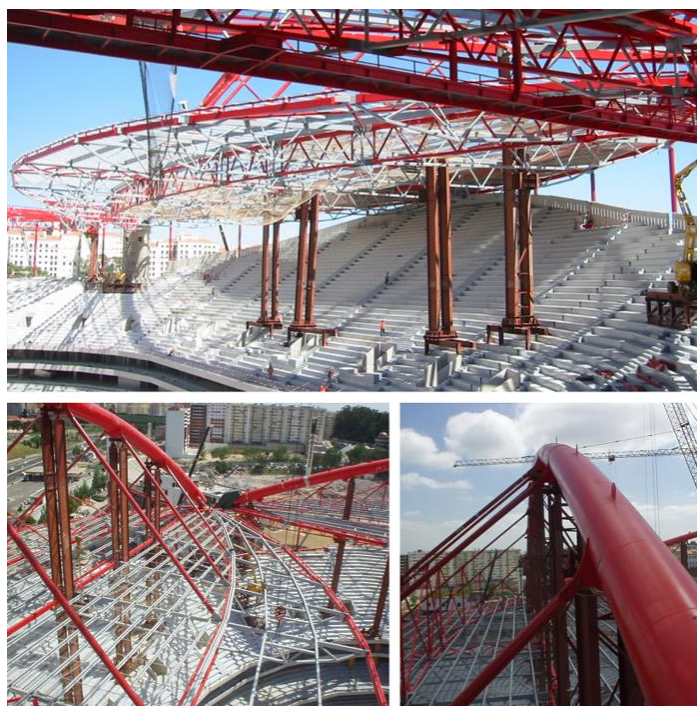
Apresenta-se de seguida alguns exemplos da aplicação do aço em estruturas:



*Figura 1.2 - Pavilhão industrial em fase de montagem*



*Figura 1.3 - Torre Vasco da Gama,  
Lisboa*



*Figura 1.4 - Cobertura do estádio da Luz (diversas fases de montagem)*

## 2 LOCALIZAÇÃO

O presente projecto refere-se a um pavilhão a ser construído numa fábrica cimenteira no concelho de Vila Franca de Xira, cuja localização está indicada na Figura 2.1.

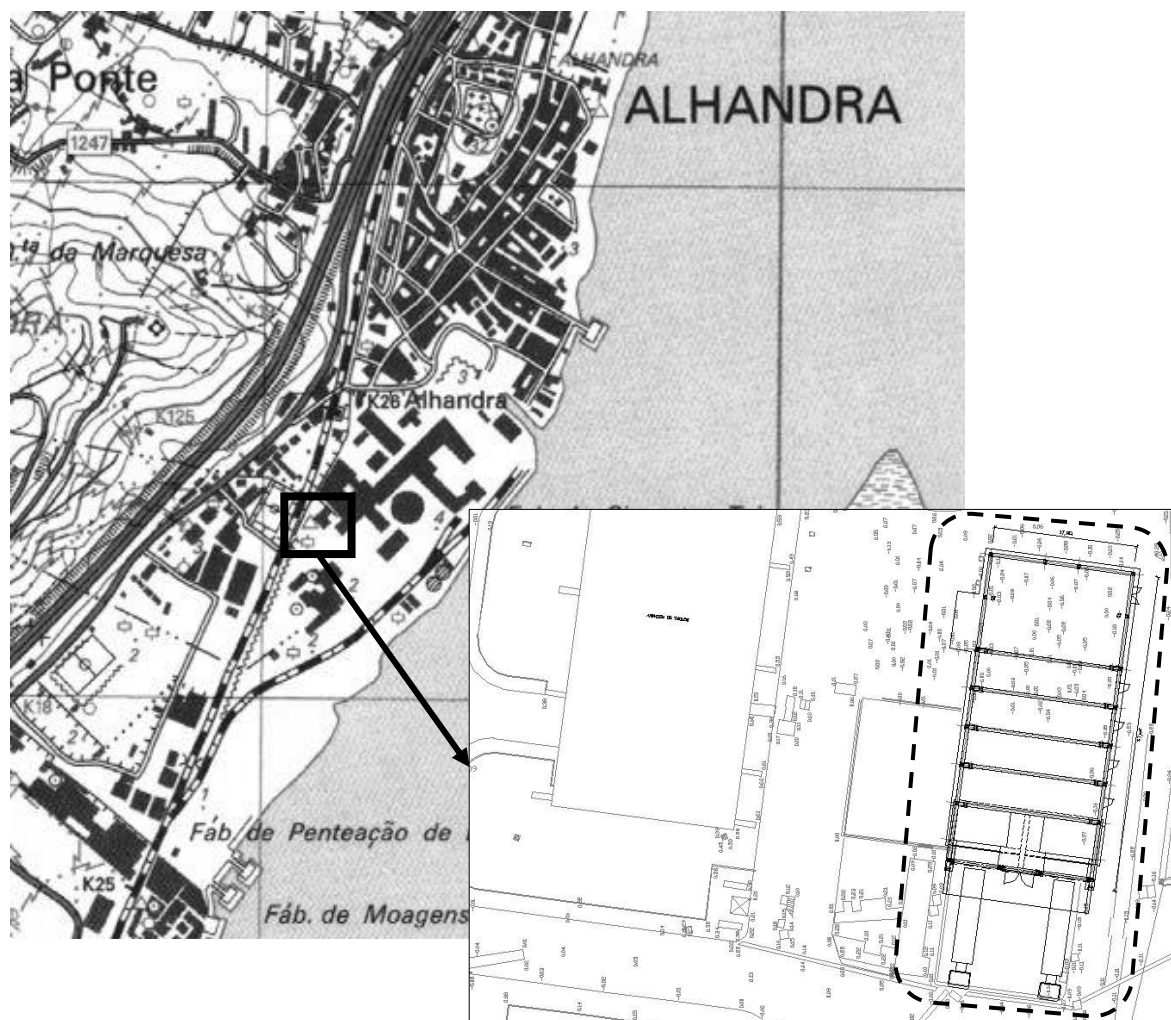


Figura 2.1 - Planta de Localização (fonte: IGeoE)

### **3 GEOLOGIA E GEOTECNIA**

As características geotécnicas consideradas na elaboração deste projecto foram obtidas com base em sondagens e ensaios SPT (*Standart Penetration Test*) realizados noutra obra executada na mesma fábrica e muito perto do presente pavilhão, razão pela qual se consideraram as mesmas características geotécnicas.

Assim, através das sondagens (ANEXO I), foi possível identificar os seguintes estratos com as seguintes espessuras:

- Aterro de argilas siltosas com 3 metros (NSPT de 4 pancadas);
- Lodos com 19 metros (NSPT de 0 pancadas);
- Argila dura com 3 metros (NSPT de 30 pancadas);
- Argila silto-argilosa com 6 metros (NSPT de 60 pancadas).

Devido à fraca capacidade resistente do terreno foi necessário recorrer a fundações indirectas, realizadas a partir de estacas com cerca de 30m de comprimento, de modo a atingirem os estratos com NSPT na ordem das 60 pancadas.

## 4 DESCRIÇÃO GERAL DO PAVILHÃO

### 4.1 Objectivo e Funcionamento do Pavilhão

O presente pavilhão consiste num armazém destinado à armazenagem de materiais de combustão alternativos (restos florestais, vidros, plásticos e pneus triturados) utilizados como aditivos ao combustível (carvão e fuel) do forno de cimento. É constituído por 2 fossos de recepção iguais (134 m<sup>3</sup>) onde descarregam os camiões, 4 baias de armazenagem com um volume de armazenagem de 558 m<sup>3</sup> cada e uma zona com diversos equipamentos mecânicos apoiados na laje de ensoleiramento do pavilhão, a partir da qual se processa o transporte para o forno. A movimentação dos materiais no interior do pavilhão está ilustrada nas figuras abaixo, com recurso a uma ponte rolante com uma capacidade de 8 toneladas.

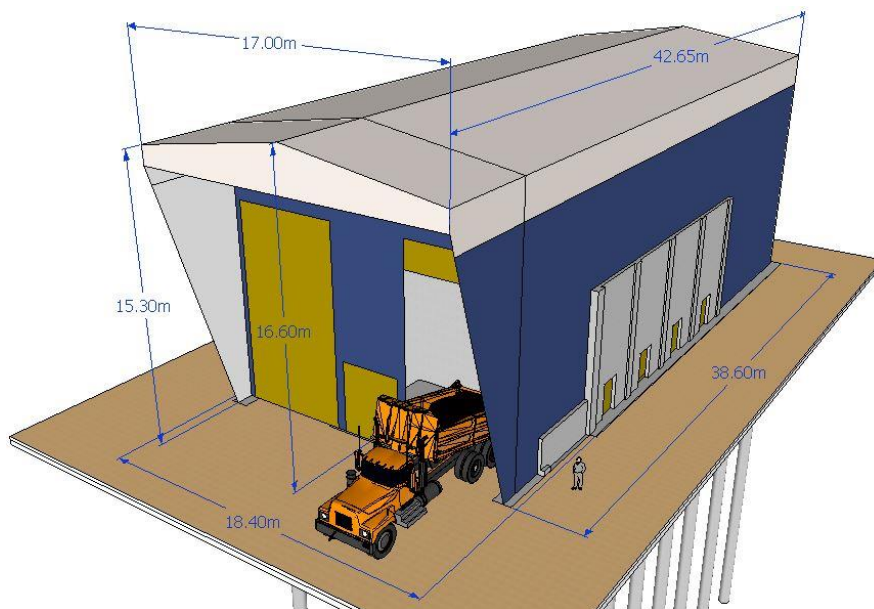


Figura 4.1 - Perspectiva exterior do pavilhão

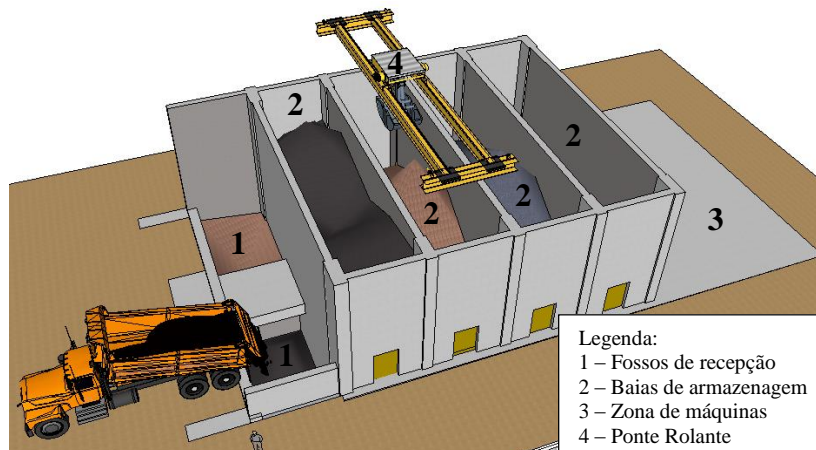


Figura 4.2 - Perspectiva do Betão Armado mais a ponte rolante

## 4.2 Esquema estrutural

Relativamente à estrutura metálica, foi adoptado um esquema estrutural porticado nos sentidos transversal e longitudinal, identificados por meio de letras e números os alinhamentos principais, conforme indicado na Figura 4.3 e nas peças desenhadas, onde é também apresentado os espaçamentos dos mesmos.

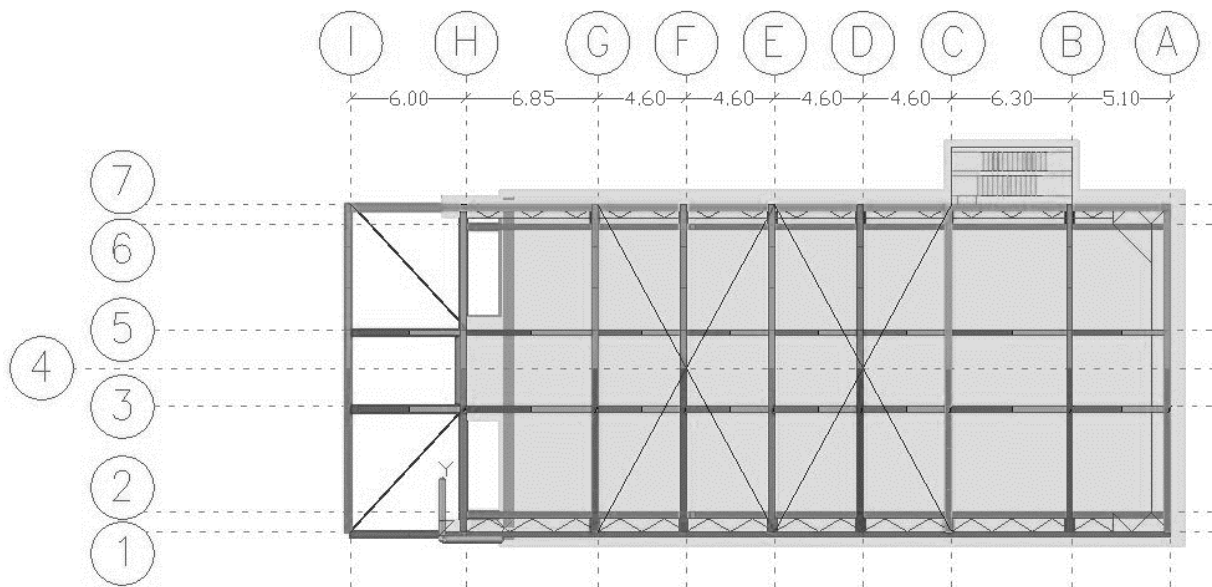


Figura 4.3 – Identificação e espaçamento dos pórticos metálicos

Os pórticos transversais vencem vãos de 17m e são constituídos por pilares compostos treliçados. As travessas da cobertura são formadas por asnas trianguladas, conforme indicado na Figura 4.4.

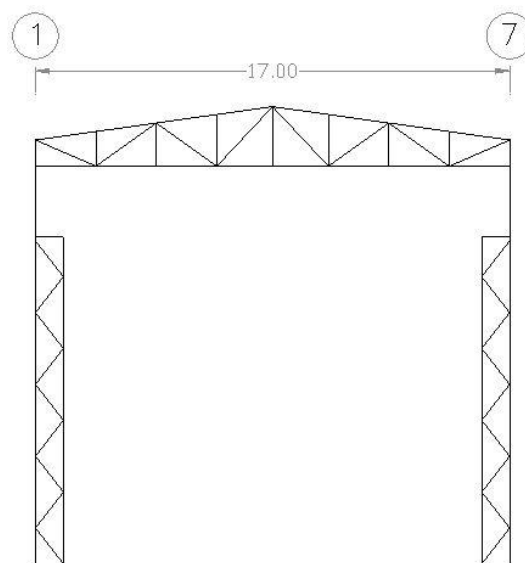


Figura 4.4 - Esquema de um pórtico tipo

## 5 MATERIAIS

### 5.1 Betão Armado

O Betão armado a aplicar deve respeitar todas as condições impostas na norma NP EN 206-1:2013.

*Tabela 5.1 - Características do Betão*

<b>Elementos Estruturais</b>	<b>Classe de exposição</b>	<b>Classe de Resistência</b>	<b>Máxima Razão A/C</b>	<b>Dosagem mínima de cimento</b>	<b>Índice de Cloretos</b>	<b>D<sub>max</sub></b>	<b>Rec.</b>
Estacas	XC4	C25/30	0,60	280 kg/m <sup>3</sup>	Cl 0,4	20 mm	5 cm
Superestrutura	XC3	C25/30	0,65	260 kg/m <sup>3</sup>	Cl 0,4	20 mm	3 cm

*Tabela 5.2 - Aço das armaduras ordinárias*

<b>Elementos Estruturais</b>	<b>Classe de Resistência</b>
Armaduras ordinárias	A 500 NR

### 5.2 Estruturas Metálicas

*Tabela 5.3 - Aço da estrutura metálica*

<b>Elementos Estruturais</b>	<b>Classe de Resistência</b>
Perfis e Chapas	S 235
Parafusos	10.9 (DIN6914)
Porcas	10 (DIN6915)
Anilhas	10 (DIN6916)

## 6 QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

No presente projecto foram utilizados as seguintes normas na definição e quantificação das acções:

*Tabela 6.1 - Eurocódigos nas Acções*

<b>Eurocódigo</b>	<b>Função</b>
NP EN 1991-1-1:2009	Peso próprio, Restante carga permanente e Sobrecargas
NP EN 1991-1-4:2010	Acção do vento
NP EN 1991-1-5:2009	Ações térmicas
EN 1991-4:2006	Ações em silos e tanques
NP EN 1997-1:2010	Impulsos
NP EN 1998-1:2010	Acção sísmica
NP EN 1990:2009	Combinações de Acções

A nomenclatura utilizada para identificação das acções foi a seguinte:

- PP – Peso próprio;
- RCP – Restante carga permanente;
- SOB – Sobrecarga;
- T – Acção térmica;
- W – Acção do vento;
- E – Acção sísmica;
- MAQ – Equipamentos mecânicos;
- I – Impulso dos materiais armazenados e terreno nos muros.

### 6.1 Peso Próprio (PP)

No peso próprio foi contabilizado o peso dos elementos estruturais que compõem a estrutura, ou seja, para o betão armado  $25 \text{ kN/m}^3$  e para o aço dos perfis metálicos  $77 \text{ kN/m}^3$ .

## 6.2 Restante carga permanente (RCP)

Na restante carga permanente contabilizou-se o peso dos elementos não estruturais, tais como peso das chapas, rufos e elementos de ligação da cobertura e fachadas. Foi considerada uma carga uniformemente distribuída de  $g_k=0,10 \text{ kN/m}^2$  nas fachadas e coberturas (peso das chapas de revestimento e elementos de ligação) e para os pavimentos metálicos (pavimentos à cota 11,80m e escadas) o valor de  $g_k=0,50 \text{ kN/m}^2$ .

## 6.3 Sobrecargas (SOB)

No presente caso considerou-se sobrecargas na cobertura, no passadiço de apoio à ponte rolante e nas escadas metálicas com os valores apresentados na Tabela 6.2. segundo a NP EN 1991-1-1:2009 (§6). De referir que a cobertura é da classe H e as cargas para a plataforma de apoio foram indicadas pelo fornecedor dos equipamentos.

Tabela 6.2 - Sobrecargas

Zona	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
Passadiço a 11.80m	3,0	4,0
Escadas	3,0	4,0
Cobertura	0,4	1,0
Nota: A categoria da cobertura foi definida de acordo com o Quadro 6.9 da NP EN 1991-1-1:2009		

## 6.4 Acção térmica (T)

Devido à variação da temperatura as estruturas estão sujeitas a deslocamentos/esforços, mais ou menos significativos, que dependem das dimensões das estruturas e do grau de hiperstaticidade.

Neste pavilhão, e em virtude de se tratar de um edifício industrial sem revestimentos térmicos, considera-se apenas a variação uniforme da temperatura, em que a temperatura exterior é igual à temperatura interior. O fluxograma que serviu para a quantificação desta acção encontra-se representado na Figura 6.1.

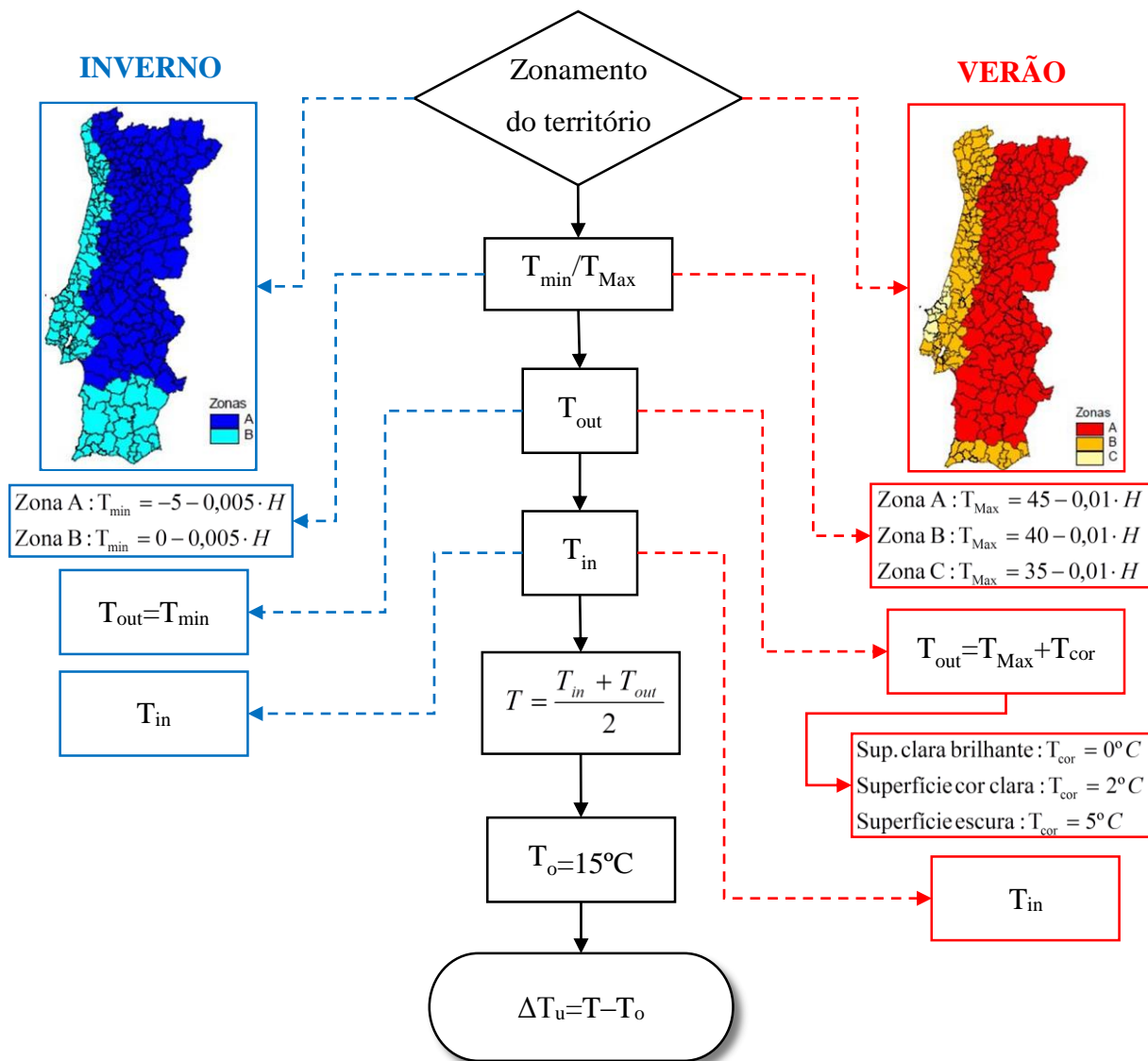


Figura 6.1 - Fluxograma da acção térmica

Em que:

- $T_{\min}$  – temperatura mínima de Inverno;
- $T_{\text{Max}}$  – temperatura máxima de Verão;
- $H$  – altitude da estrutura;
- $T_{\text{out}}$  – temperatura exterior;
- $T_{\text{in}}$  – temperatura interior (admite-se igual a  $T_{\text{out}}$ , por não existir revestimento térmico);
- $T$  – média da temperatura interior e exterior;
- $T_{\text{cor}}$  – incremento da temperatura exterior provocado pela cor da fachada;
- $T_o$  – temperatura inicial na fase de construção;
- $\Delta T_u$  – variação da temperatura uniforme.

## 6.5 Acção do Vento (W)

O vento é uma acção variável que origina diferentes tipos de forças (exteriores, interiores, atrito ou globais), que dependem de diversos factores, tais como: zona da edificação, categoria do terreno, coeficiente estrutural e coeficientes de pressão ou atrito, tal como se mostra na Figura 6.2.

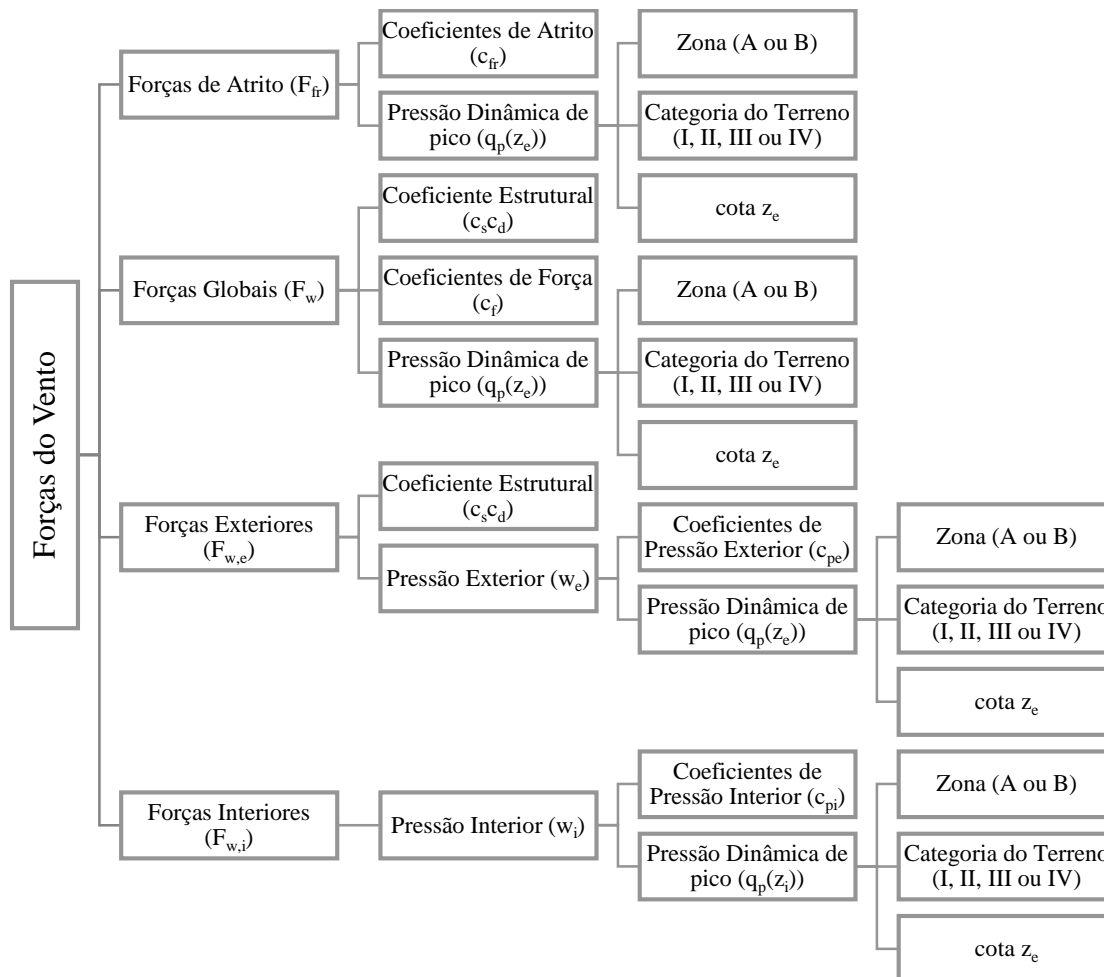


Figura 6.2 - Fluxograma das Forças do Vento

No caso do presente pavilhão a quantificação do vento foi realizada com base na norma NP EN 1991-1-4:2010 e nas seguintes expressões para os diferentes tipos de força.

- Forças de Atrito:  $F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr}$  Eq. 6.1

- Forças Globais:  $F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$  Eq. 6.2

- Forças Exteriores:  $F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum (c_{pe} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref})$  Eq. 6.3

- Forças Interiores:  $F_{w,i} = \sum (c_{pi} \cdot q_p(z_i) \cdot A_{ref})$  Eq. 6.4

Em que:

- $c_{fr}$  – coeficiente de força de atrito;
- $q_p(z_e)$  – pressão dinâmica de pico à cota  $z_e$ ;
- $A_{fr}$  – Área de referência sujeita a forças de atrito;
- $c_s c_d$  – coeficiente estrutural;
- $c_f$  – coeficiente de força;
- $A_{ref}$  – Área de referência;
- $c_{pe}$  – coeficientes de pressão exterior;
- $c_{pi}$  – coeficientes de pressão interior;
- $q_p(z_i)$  – pressão dinâmica de pico à cota  $z_i$ .

Dado que a estrutura se situa no Concelho de Alhandra (zona A), dentro de uma fábrica com uma taxa de ocupação de solo de edificações acima de 15% (terreno da categoria IV) a acção do vento foi calculada para uma velocidade e referência de 27 m/s (97 km/h). Dado que a cota  $z_i = z_e$ , foi apenas necessário proceder ao cálculo de uma pressão dinâmica de pico, segundo o processo indicado na Figura 6.3.

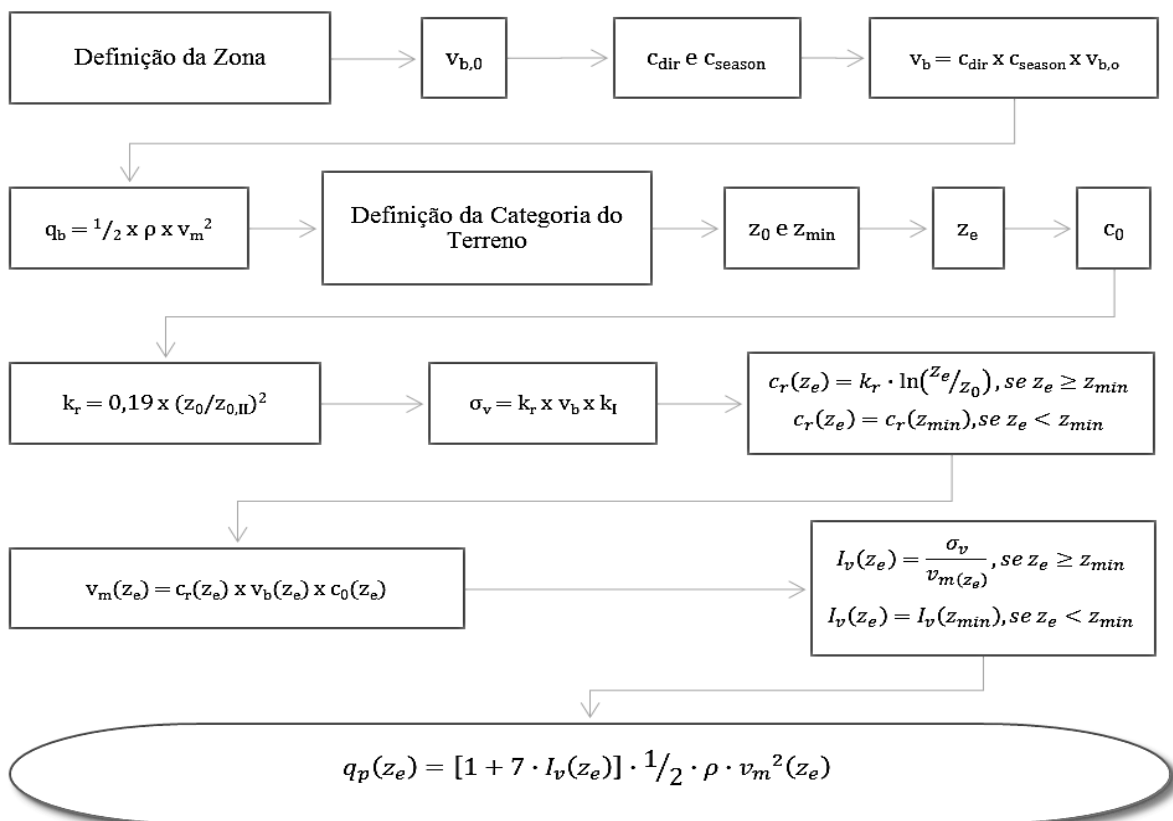


Figura 6.3 – Processo de cálculo da pressão dinâmica de pico

Em que:

- $v_{b,0}$  – velocidade básica do vento;
- $c_{dir}$  e  $c_{season}$  – coeficientes de direcção e estação, respectivamente;
- $v_b$  – velocidade de referência do vento;
- $\rho$  – massa volúmica do ar, com um valor de  $1.25 \text{ kg/m}^3$ ;
- $q_p$  – pressão dinâmica de referência;
- $z_0$  – comprimento de rugosidade;
- $z_{min}$  – altura mínima;
- $z_e$  – altura de referência;
- $c_o$  – coeficiente de orografia;
- $k_r$  – coeficiente de terreno;
- $z_{0,II}$  – comprimento de rugosidade para um terreno II, com um valor de  $0.05\text{m}$ ;
- $\sigma_v$  – desvio padrão da turbulência do vento;
- $k_r$  – coeficiente de turbulência, com um valor recomendado de  $1,0$ ;
- $c_r$  – coeficiente de rugosidade;
- $v_m$  – velocidade média do vento;
- $I_v$  – intensidade de turbulência;
- $q_p$  – pressão dinâmica de pico.

O coeficiente estrutural resulta do produto de dois coeficientes, um majorativo para atender aos efeitos de turbulência (coeficiente dinâmico,  $c_d$ ) e outro minorativo para considerar que a não simultaneidade das pressões de pico (coeficiente de dimensão,  $c_s$ ), calculados pelo processo indicado na Figura 6.4.

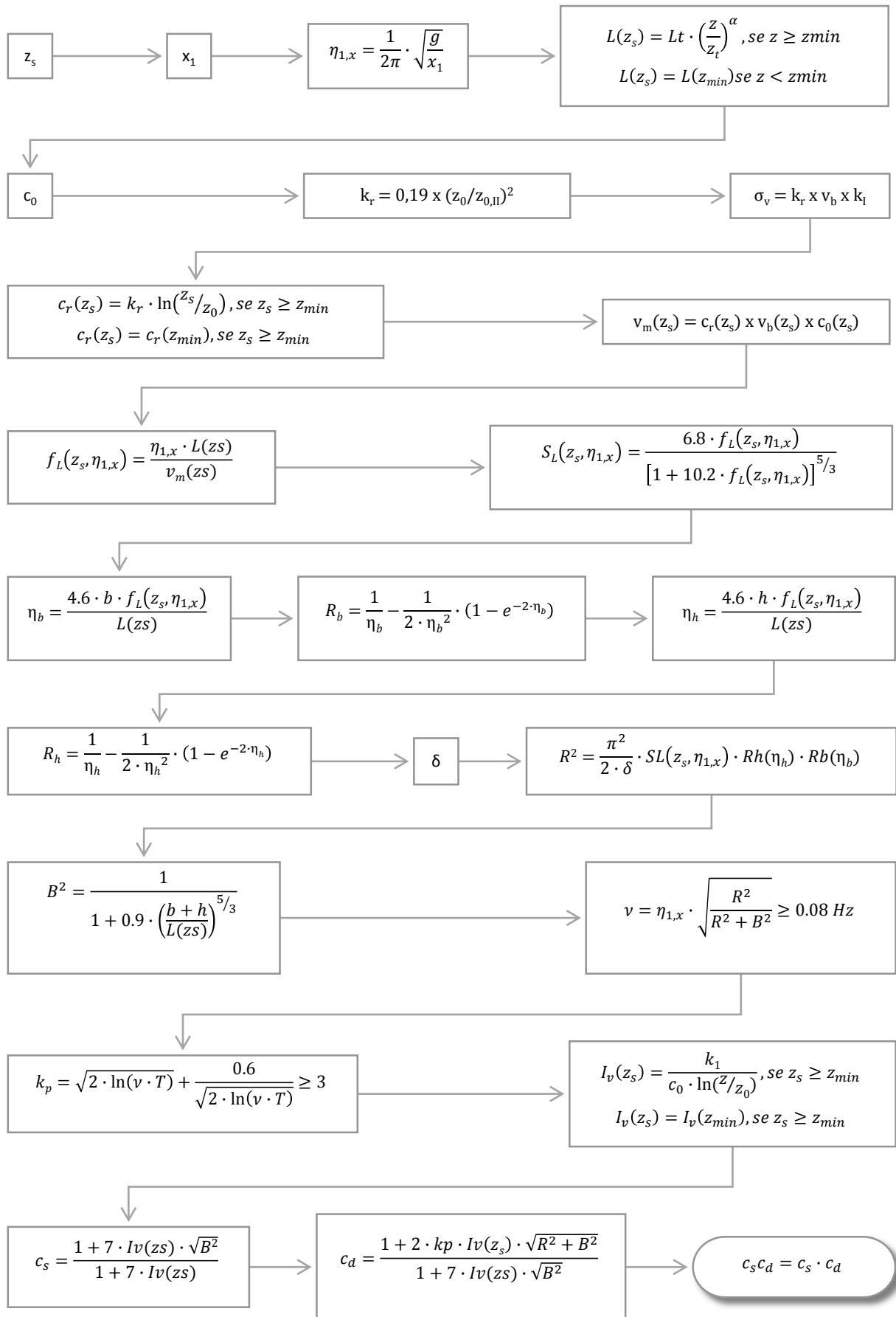


Figura 6.4 - Processo de Cálculo do  $c_s c_d$

Em que:

- $z_s$  – altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural;
- $x_1$  – deslocamento máximo devido ao peso próprio, no sentido de vibração;
- $\eta_{1,x}$  – frequência fundamental de flexão;
- $L(z_s)$  – escala de turbulência para a altura  $z_s$ ;
- $c_o$  – coeficiente de orografia;
- $k_r$  – coeficiente de terreno;
- $z_{0,II}$  – comprimento de rugosidade para um terreno II, com um valor de 0.05m;
- $\sigma_v$  – desvio padrão da turbulência do vento;
- $k_r$  – coeficiente de turbulência, com um valor recomendado de 1,0;
- $c_r$  – coeficiente de rugosidade;
- $v_m$  – velocidade média do vento;
- $S_L$  – densidade espectral;
- $\delta$  – decremento logarítmico de amortecimento;
- $R_h$  e  $R_b$  – funções de admitância aerodinâmica;
- $R^2$  – coeficiente de resposta em ressonância;
- $B^2$  – coeficiente de resposta quase-estática;
- $\nu$  – frequência de passagens ascendentes;
- $k_p$  – factor de pico;
- $I_v(z_s)$  – intensidade de turbulência à altura  $z_s$ ;
- $c_s$  – coeficiente de dimensão;
- $c_d$  – coeficiente dinâmico;
- $c_s c_d$  – coeficiente estrutural.

O vento pode actuar em diferentes direcções e sentidos, como tal a regulamentação vigente considera duas direcções principais, com 2 sentidos cada, o que origina coeficientes de pressão e forças diferentes nas fachadas (ver secção 7 da NP EN 1991-1-4:2010). O vento na direcção segundo y (em particular) pode provocar mudanças de sucções e depressões bruscas e repentinas na cobertura, pelo que foi necessário combinar os 2 casos. No total existem 6 casos na acção do vento, que são:

- $W_x$  – Vento segundo x no sentido positivo;
- $W_{xx}$  – Vento segundo x no sentido negativo;

- Wy1 – Vento segundo y no sentido positivo, primeiro caso;
- Wy2 – Vento segundo y no sentido positivo, segundo caso;
- Wyy1 – Vento segundo y no sentido negativo, primeiro caso;
- Wyy2 – Vento segundo y no sentido negativo, segundo caso.

As forças de atrito apenas são aplicadas com o vento a actuar segundo a direcção x, ou seja nos casos Wx e Wxx, numa faixa de 7.25m, com um  $C_{fr}=0.04$ , situada junto à parede de sotavento, tal como ilustrado na Figura 6.5.

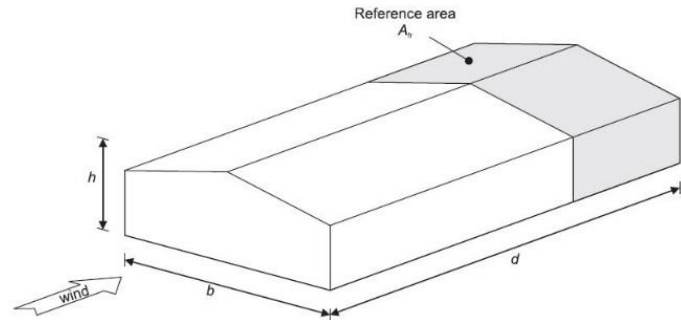


Figura 6.5 – Área de referência das forças de atrito

Apresenta-se de seguida, da Figura 6.6 à Figura 6.9, os valores dos coeficientes de pressão e de força que foram obtidos para o caso Wx.

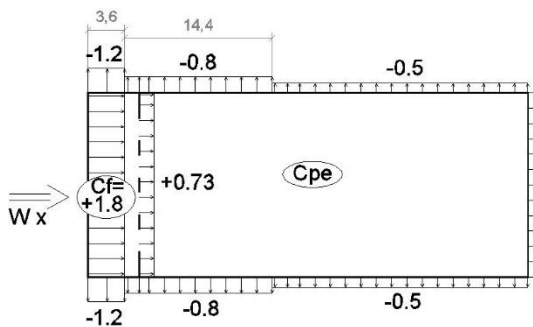


Figura 6.6 – Cpe e Cf nas fachadas para Wx

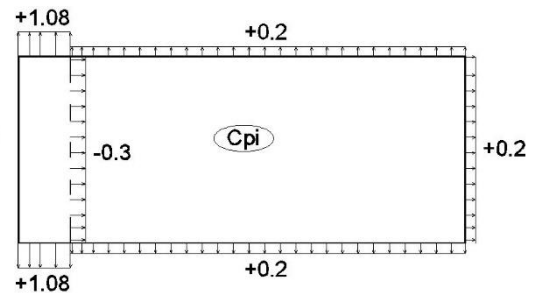


Figura 6.7 - Cpi nas fachadas para Wx

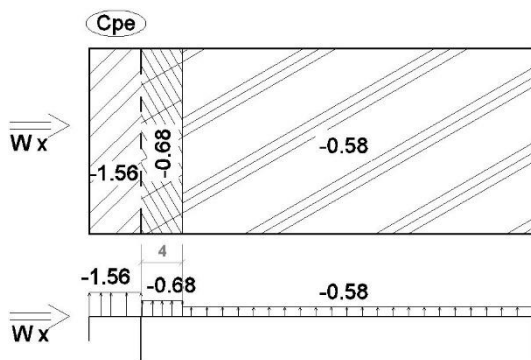


Figura 6.8 - Cpe na cobertura para Wx

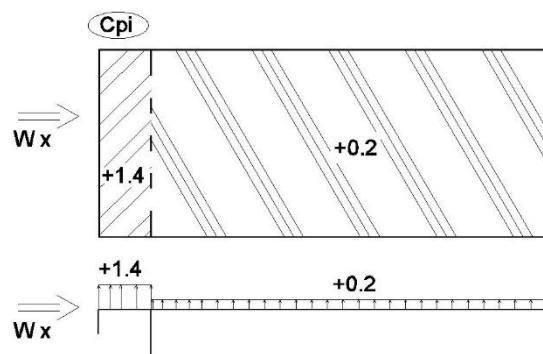


Figura 6.9 - Cpi na cobertura para Wx

No caso  $W_{xx}$ , os coeficientes de pressão determinados são apresentados da Figura 6.10 à Figura 6.13.

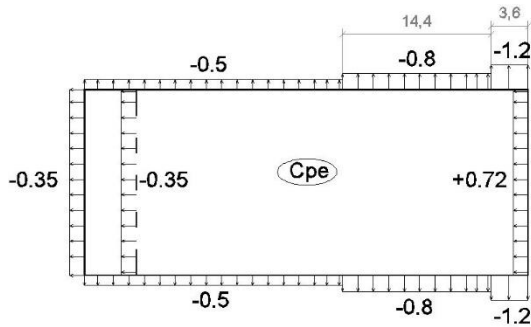


Figura 6.10 –  $C_{pe}$  nas fachadas para  $W_{xx}$

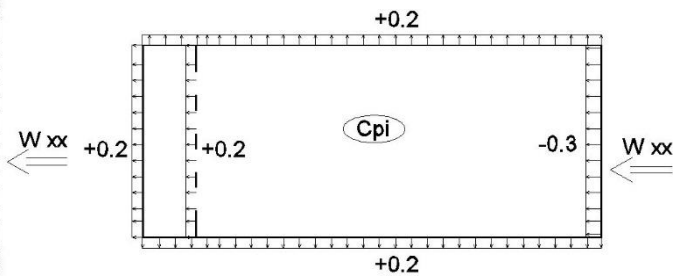


Figura 6.11 -  $C_{pi}$  nas fachadas para  $W_{xx}$

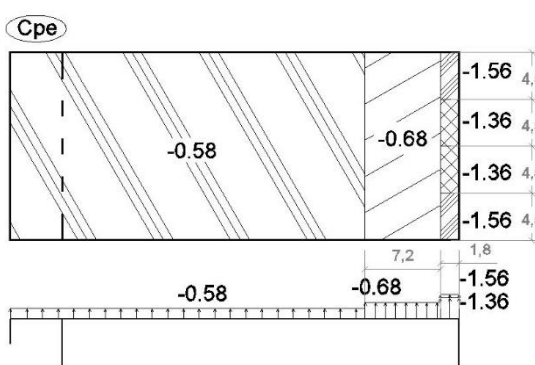


Figura 6.12 -  $C_{pe}$  na cobertura para  $W_{xx}$

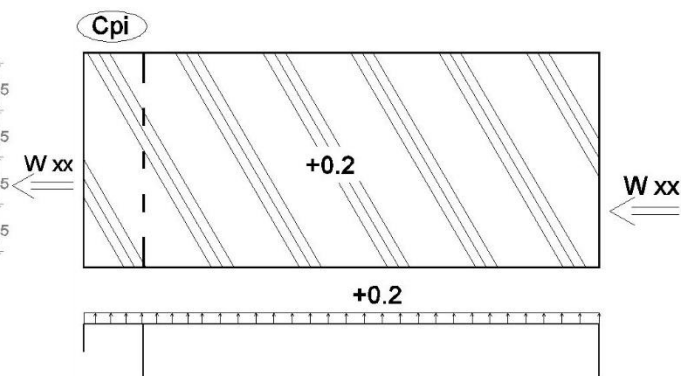


Figura 6.13 -  $C_{pi}$  na cobertura para  $W_{xx}$

Da Figura 6.14 à Figura 6.17 é apresentado os coeficientes obtidos para os casos  $W_{y1}$  e  $W_{y2}$ , em que apenas variam entre si os coeficientes de pressão na cobertura, como explicado anteriormente.

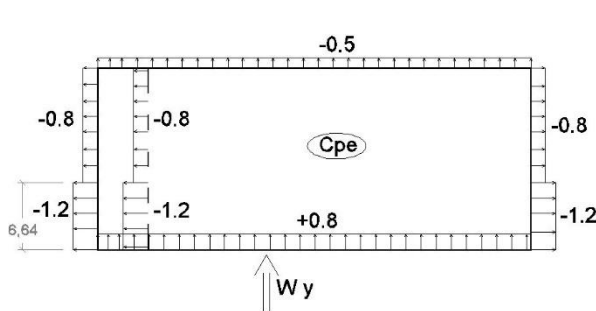


Figura 6.14 –  $C_{pe}$  nas fachadas para  $W_y$

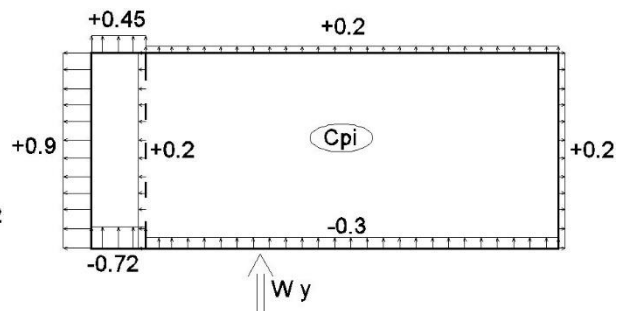


Figura 6.15 -  $C_{pi}$  nas fachadas para  $W_y$

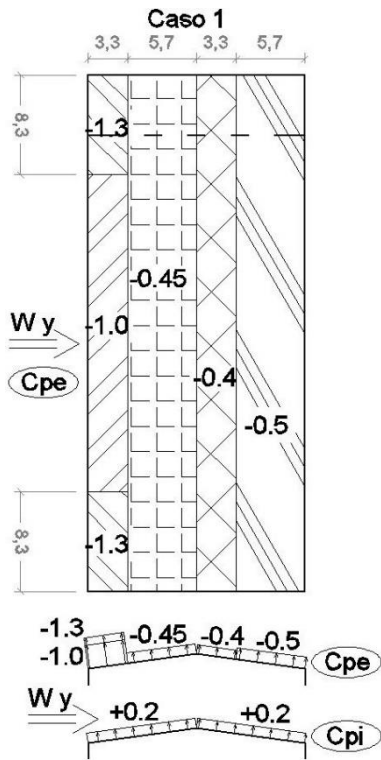


Figura 6.16 – Cpe e Cpi na cobertura para Wy1

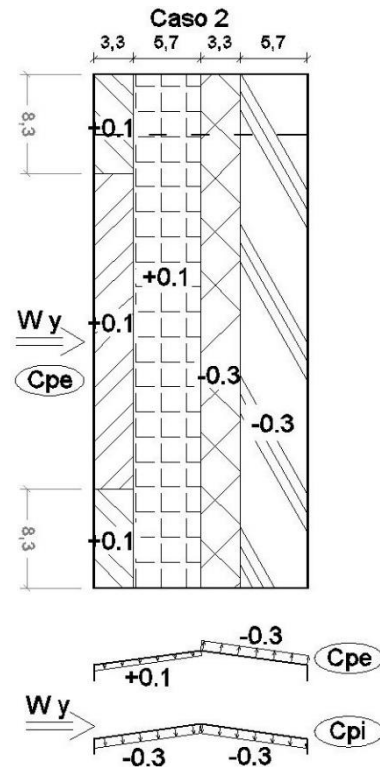


Figura 6.17 - Cpe e Cpi na cobertura para Wy2

Por fim, apresentam-se os coeficientes relativos aos casos Wyy1 e Wyy2 da Figura 6.18 à Figura 6.21.

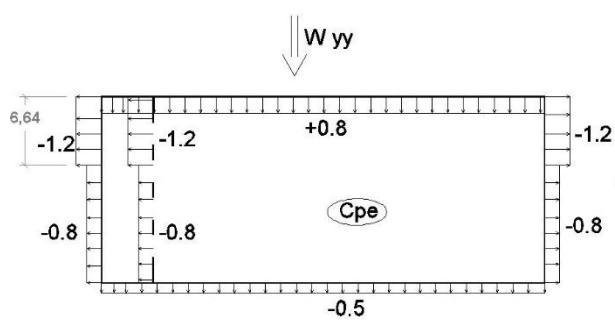


Figura 6.18 – Cpe nas fachadas para Wyy

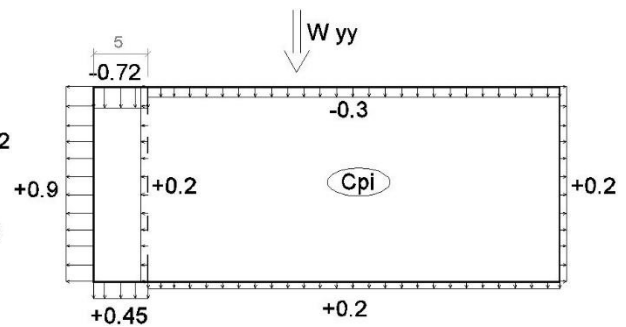


Figura 6.19 - Cpi nas fachadas para Wyy

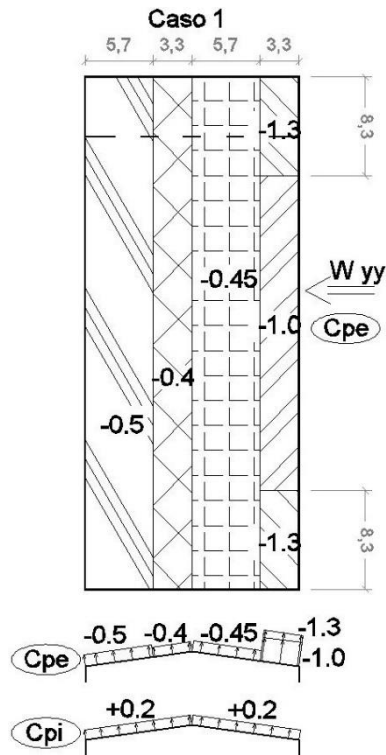


Figura 6.20 – Cpe e Cpi na cobertura para Wyy1

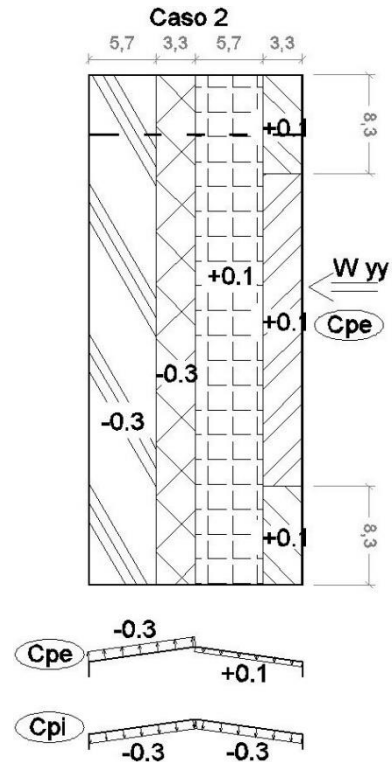


Figura 6.21 - Cpe e Cpi na cobertura para Wyy2

## 6.6 Acção Sísmica (E)

A quantificação da acção sísmica foi realizada conforme a NP EN 1998-1:2010, em que à semelhança da regulamentação antiga, é também considerada dois tipos de acções sísmicas, os quais dependem, essencialmente, do tipo de terreno, da zona sísmica, importância da estrutura e coeficiente de comportamento. O processo para a obtenção dos espectros de cálculo, é o indicado no fluxograma da Figura 6.22.

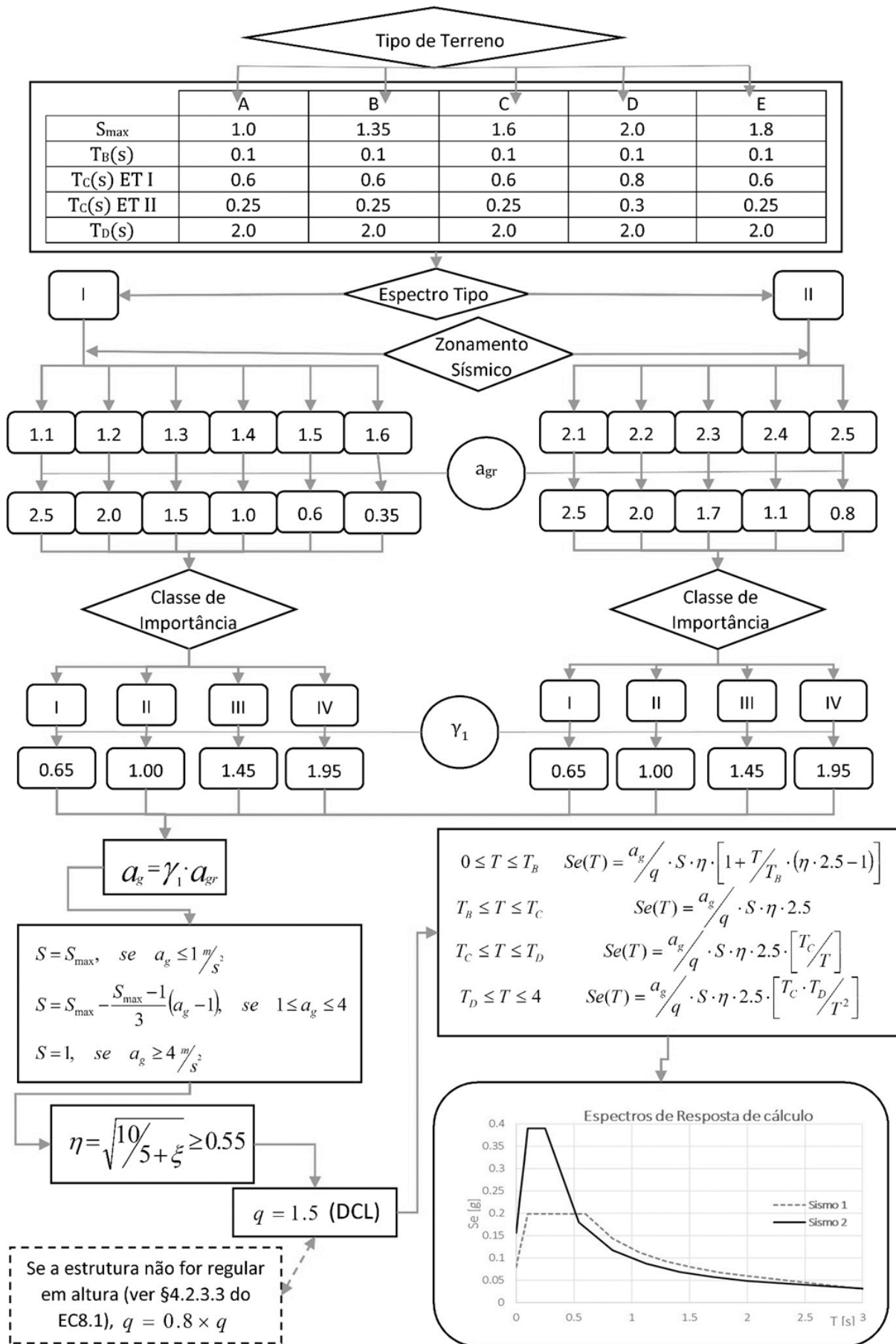


Figura 6.22 - Fluxograma da Ação Sísmica

Em que:

- O tipo de terreno é determinado através do Quadro 3.1 do EC8 – Parte 1;
- O zonamento sísmico é indicado na Figura 6.23 ou no Anexo NA.I do EC8 – Parte 1;
- $a_{gr}$  – aceleração máxima de referência;
- As classes de importância estão indicadas no Quadro 4.3 do EC8 – Parte 1;
- $\gamma_1$  – coeficiente de importância;
- $a_g$  – valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;
- $S$  – coeficiente de solo;
- $\eta$  – coeficiente de correcção de amortecimento;
- $\xi$  – amortecimento viscoso, igual a 5%;
- $q$  – coeficiente de comportamento.

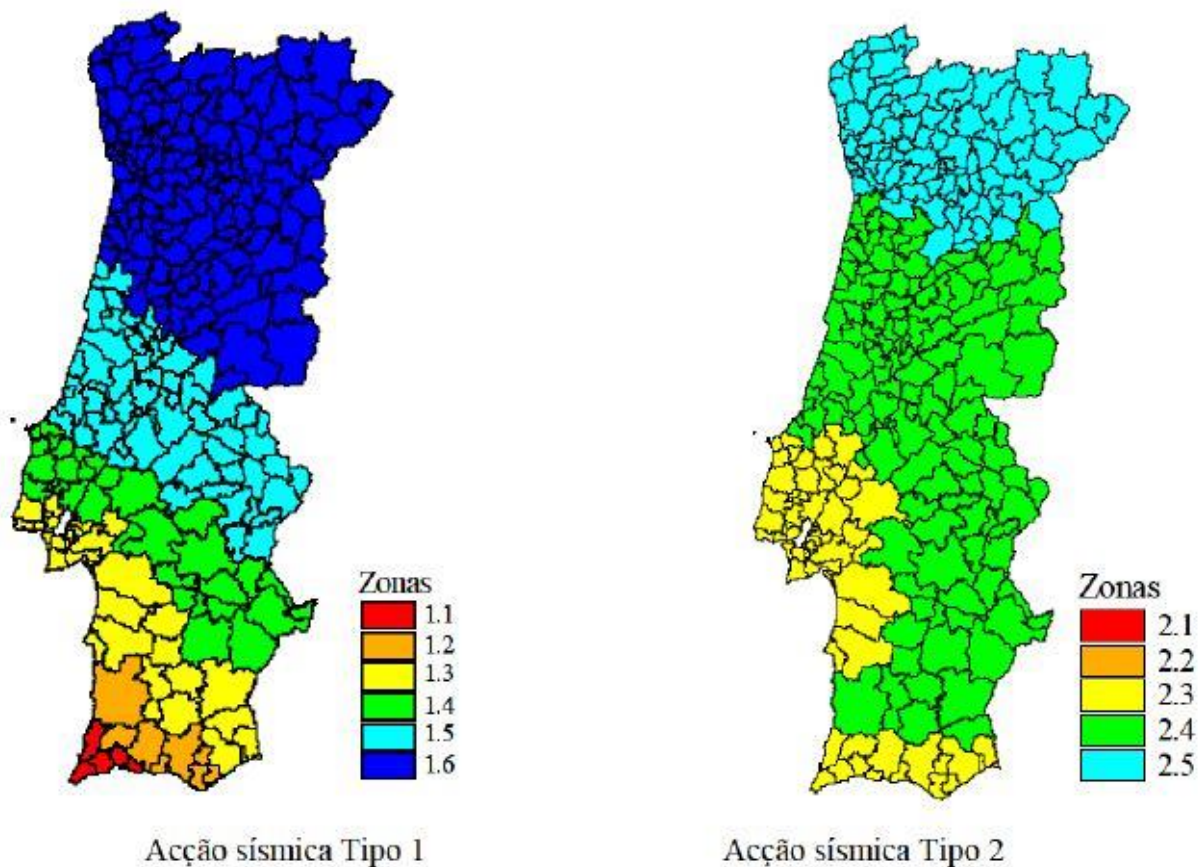


Figura 6.23 - Zonamento sísmico em Portugal Continental

## 6.7 Equipamentos mecânicos (MAQ)

O presente pavilhão possui equipamentos mecânicos com pesos apreciáveis, tais como a ponte rolante e os equipamentos sobre a laje de ensoleiramento. Estes equipamentos têm a si associados cargas permanentes e sobrecargas, indicadas na Tabela 6.3. Na laje de ensoleiramento foram consideradas 2 zonas distintas, onde assentam os equipamentos mais importantes.

Na Figura 6.24. estão indicadas as zonas com os equipamentos mecânicos a que correspondem diferentes carregamentos para as acções permanentes e sobrecargas.

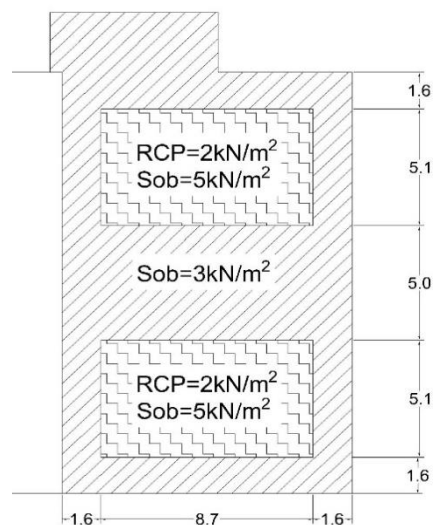


Figura 6.24 - Zonas de sobrecargas no ensoleiramento

Tabela 6.3 - Cargas permanentes e sobrecargas de equipamentos

		$q_k/g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k/G_k$ [kN/m]	$Q_k/G_k$ [kN]
<b>Cargas Permanente</b>	Maquinas no ensoleiramento	2,0	---	---
	Carris	---	0,25	---
	Ponte rolante	---	---	0
<b>Sobrecarga</b>	Maquinas no ensoleiramento	5,0	---	---
	Laje ensoleiramento	3,0	---	---
	Ponte rolante – carga vertical	---	---	70 ou 15
	Ponte rolante – carga de frenagem	---	---	70 ou 15
	Ponte rolante – carga de lacete	---	---	70 ou 15

## 6.8 Impulsos (I)

Os combustíveis armazenados introduzem impulsos nas paredes de betão armado, tal como o terreno nas paredes do fosso de recepção.

### 6.8.1 Impulsos dos combustíveis ensilados

Os 4 tanques irão armazenar os seguintes combustíveis sólidos: pneus triturados; restos florestais; vidros triturados e plásticos triturados. Estes materiais, uma vez armazenados, produzem impulsos nas paredes e na laje de fundo. Estas acções foram determinadas com base na EN 1991-4:2006 (Acções em estruturas – Silos e Tanques), ver Figura 6.25.

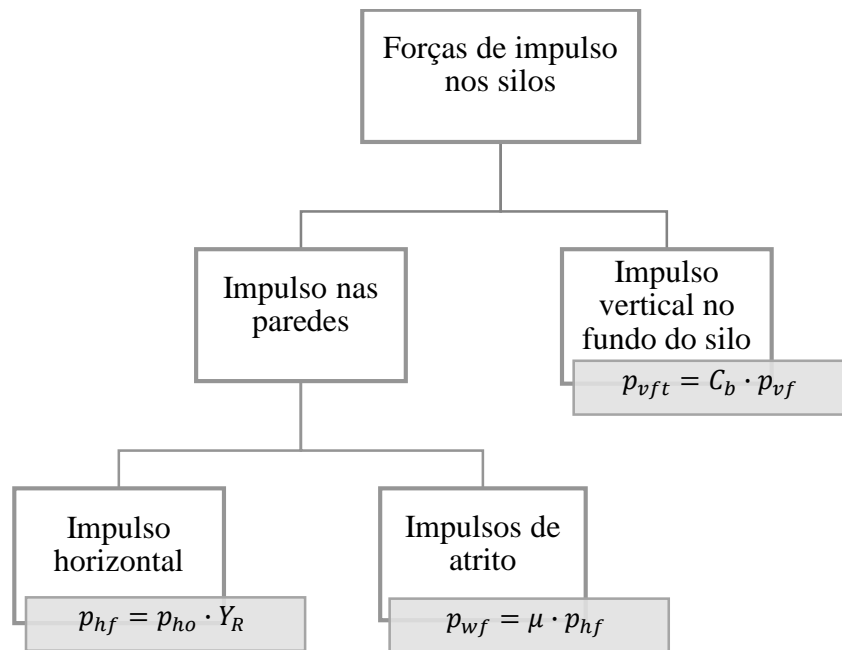


Figura 6.25 - Fluxograma dos impulsos num silo

Os tanques têm uma secção interior de 16,60m x 4,20m x 8,00m (altura), que correspondem a silos de baixa esbelteza numa direcção e de esbelteza intermédia na outra, conforme definido na Cláusula 5.1(2)P da referida norma. Deste modo, os valores dos impulsos foram calculados de acordo as Cláusulas 5.3.1 e 6.2.1 da EN 1991-4:2006.

Uma vez que as paredes são em betão armados, a superfície é da classe D3, rugosa (ver tabela 4.1 da norma europeia), sendo a acção da classe 2 (ver a tabela 2.1 na mesma norma), o que corresponde a um coeficiente de majoração de fundo de 1,2.

Os valores das propriedades admitidos para cada material a armazenar deveriam ser obtidos com recurso a ensaios laboratoriais, mas tal não se justifica neste trabalho académico, tendo-se assim considerado os valores do material pré-definido da EN 1991-4:2006, apresentados na Tabela 6.4. De notar que o material definido possui características muito conservativas e pouco económicas.

Tabela 6.4 - Propriedades dos combustíveis armazenados

Combustível a armazenar	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\mu$	$\phi_R$ [°]	K
Pré-definido	22	0.5	40	0.75

### 6.8.2 Impulsos do terreno nos fossos de recepção

O fosso de recepção está enterrado a uma profundidade de 3,8m, estando sujeito a impulsos de 2 extractos do terreno, cujos valores característicos (obtidos pelo ensaio SPT, ANEXO I, Tabelas Diversas [2] e Tabelas Técnicas [1]) constam na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 - Características dos estratos do solo

	$\gamma_{\text{Saturado,k}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{Drenado,k}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi_k$ [°]
<b>Solo 1</b>	15,6	19,5	30
<b>Solo 2</b>	17,4	-----	0

A construção do fosso será realizada através de escavação mecânica, sendo o solo em torno das paredes bem compactado, considerando-se assim o coeficiente de impulso em repouso,  $k_0=1-\sin(\phi_d)$ , na determinação dos esforços.

Os dois casos mais desfavoráveis estão indicados nas Figura 6.26 e Figura 6.27 e nas Tabela 6.6 e Tabela 6.7, que incluem uma sobrecarga no terreno de 5kN/m<sup>2</sup> e uma oscilação do nível freático entre 1 a 3 metros.

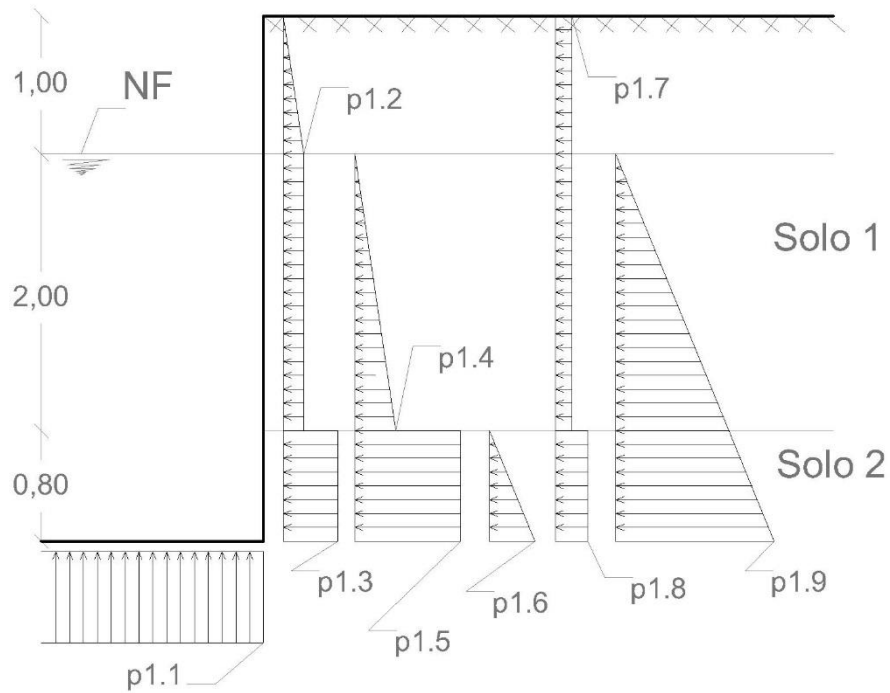


Figura 6.26 - Impulsos no Fosso - Caso 1

Tabela 6.6 - Impulsos no Fosso - Caso 1

Pressão	Designação
p1.1	Impulso hidrostático
p1.2	Impulso do solo 1 (fracção drenada)
p1.3	Impulso do solo 1 (fracção drenada) no solo 2
p1.4	Impulso do solo 1 (fracção não drenada)
p1.5	Impulso do solo 1 (fracção não drenada) no solo 2
p1.6	Impulso do solo 2
p1.7	Impulso devido à sobrecarga no solo 1
p1.8	Impulso devido à sobrecarga no solo 2
p1.9	Impulso hidrostático

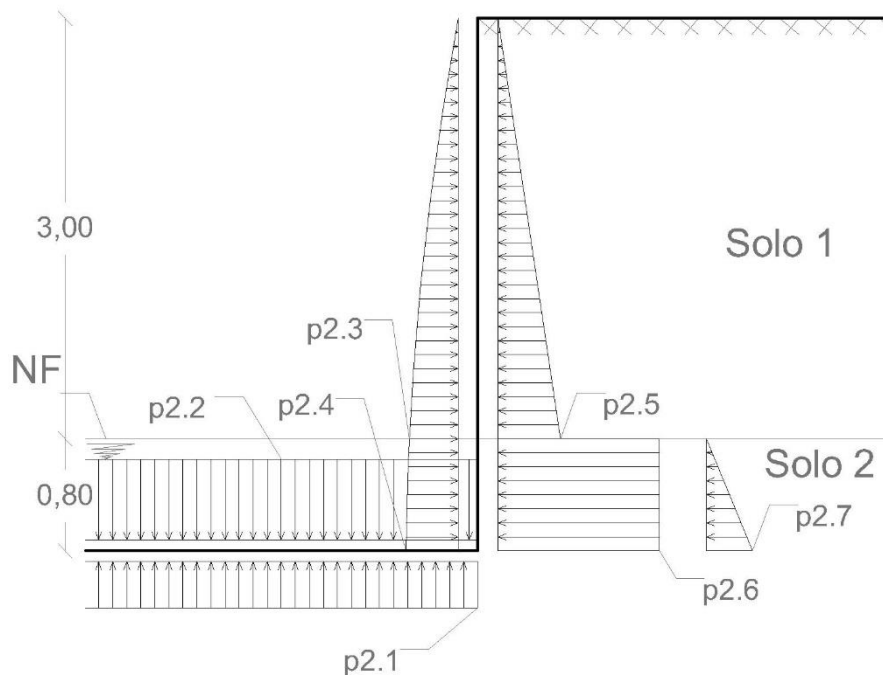


Figura 6.27 - Impulsos no Fosso - Caso 2

Tabela 6.7 - Impulsos no Fosso - Caso 2

Pressão	Designação
p2.1	Impulso hidrostático
p2.2	Impulso do material armazenado
p2.3	Impulso do material armazenado a 3,00m
p2.4	Impulso do material armazenado a 3,80m
p2.5	Impulso do solo 1
p2.6	Impulso do solo 1 no solo 2
p2.7	Impulso do solo 2 + impulso hidrostático

## 7 COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

### 7.1 Valores reduzidos das sobrecargas ( $\Psi_0$ ; $\Psi_1$ ; $\Psi_2$ )

Por questões estatísticas e funcionais, não é considerado todas as acções no seu valor máximo em simultâneo. Assim sendo, nas combinações de acções os valores das sobrecargas são reduzidos por 3 factores multiplicativos possíveis ( $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$  ou  $\Psi_2$ ), indicados na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 - Valores reduzidos das sobrecargas

Sobrecargas	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Passadiço a 11,80m	0,7	0,5	0,3
Escadas	0,7	0,5	0,3
Cobertura	0,0	0,0	0,0
Acção térmica	0,6	0,5	0,2
Vento	0,6	0,2	0,0
Ensoleiramento	0,7	0,5	0,3
Ponte rolante	0,7	0,5	0,3
Material armazenado	1,0	0,9	0,8

### 7.2 Estados limites últimos e de utilização

As diversas acções foram combinadas de acordo com a NP EN 1990:2009. Nos Estados Limites Últimos teve-se por base a Eq. 7.1 para a combinação fundamental e a Eq. 7.2 para a combinação sísmica.

Estado Limite Último – Combinação Fundamental:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. 7.1}$$

Estado Limite Último – Combinação Sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. 7.2}$$

Relativamente aos Estados Limites de Utilização considerou-se somente a combinação característica (Eq. 7.3), a mais desfavorável, tendo-se verificado as seguintes condições:

- Pilares Metálicos –  $\delta_{\max}=H/300$
- Madres –  $\delta_{\max}=L/200$
- Viga de apoio da Ponte rolante –  $\delta_{\max}=L/500$
- Vigas das Asnas –  $\delta_{\max}=L/250$
- Laje de ensoleiramento –  $\delta_{\max}=L/250$
- Paredes das baias de armazenagem –  $\delta_{\max}=L/250$

Estado Limite Utilização – Combinação Característica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. 7.3}$$

Em que:

- $G_{k,j}$  – Acções permanentes;
- $Q_{k,1}$  – Acção variável base;
- $Q_{k,i}$  – Restantes acções variáveis;
- $P$  – Acção de pré-esforço;
- $A_{Ed}$  – Valor de cálculo da acção sísmica;
- $\gamma_G$  – Coeficientes parciais de segurança em acções permanentes;
- $\gamma_Q$  – Coeficientes parciais de segurança em acções variáveis;
- $\gamma_P$  – Coeficientes parciais de segurança em acções de pré-esforço;
- $\psi_0$  – Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma acção variável;
- $\psi_2$  – Coeficiente para a determinação do valor quase permanente de uma acção variável.

Na Tabela 7.2, apresenta-se um quadro resumo com as combinações para os estados limites últimos e de utilização, com os respectivos coeficientes parciais de segurança e de combinação.

Tabela 7.2 - Combinações de acções

		Permanentes		Variáveis																											
		PP	RCP	Passadiço		Escadas		Cobertura		Laje ensoleiramento		Máquinas ensoleiramento		Ponte rolante		Material 1+3		Material 2+4		Vento*		Temperatura verão (T+)		Temperatura inverno (T-)		Sismo 1x	Sismo 1y	Sismo 2x	Sismo 2y		
		$\gamma$	$\gamma$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma$	$\gamma$	$\gamma$	$\gamma$	$\gamma$	
Estados Limites Últimos	ELU.Pass (T+)	1.35	1.35	1.5	1	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6	1.5	0.6								
	ELU.Esc (T+)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	1	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6	1.5	0.6								
	ELU.Cob (T+)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	0	0.6	1.5	0.6								
	ELU.Laje (T+)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	1	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6	1.5	0.6								
	ELU.Maç (T+)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	1	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6	1.5	0.6								
	ELU.Ponte (T+)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6	1.5	0.6								
	ELU.Mat1+3 (T+)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	0	1	1.5	0.6	1.5	0.6								
	ELU.Mat2+4 (T+)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	0	1	1.5	1	1.5	0.6	1.5	0.6								
	ELU.W (T+)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6								
	ELU.Temp(+)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6	1.5	1								
	ELU.Pass (T-)	1.35	1.35	1.5	1	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6			1.5	0.6						
	ELU.Esc (T-)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	1	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6			1.5	0.6						
	ELU.Cob (T-)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	0	0.6			1.5	0.6						
	ELU.Laje (T-)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	1	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6			1.5	0.6						
	ELU.Maç (T-)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	1	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6			1.5	0.6						
	ELU.Ponte (T-)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6			1.5	0.6						
	ELU.Mat1+3 (T-)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	0	1	1.5	0.6			1.5	0.6						
	ELU.Mat2+4 (T-)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	0	1	1.5	1	1.5	0.6			1.5	0.6						
	ELU.W (T-)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	1.5	1			1.5	0.6						
	ELU.Temp(-)	1.35	1.35	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6			1.5	1						
ELU.Sism1x	1	1	1	0.3	1	0.3				1	0.3	1	0.3	1	0.3	1	0.8	1	0.8						1	0.3					
ELU.Sism1y	1	1	1	0.3	1	0.3				1	0.3	1	0.3	1	0.3	1	0.8	1	0.8						0.3	1					
ELU.Sism2x	1	1	1	0.3	1	0.3				1	0.3	1	0.3	1	0.3	1	0.8	1	0.8								1	0.3			
ELU.Sism2y	1	1	1	0.3	1	0.3				1	0.3	1	0.3	1	0.3	1	0.8	1	0.8								0.3	1			
Estados Limites de Utilização	CAR.Pass (T+)	1	1	1	1	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	1	1	1	0.6	1	0.6									
	CAR.Esc (T+)	1	1	1	0.7	1	1	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	1	1	1	1	0.6	1	0.6								
	CAR.Cob (T+)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	1	1	1	0	0.6	1	0.6								
	CAR.Laje (T+)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	1	1	0.7	1	0.7	1	1	1	1	1	0.6	1	0.6								
	CAR.Maç (T+)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	1	1	0.7	1	1	1	1	1	0.6	1	0.6								
	CAR.Ponte (T+)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.6	1	0.6								
	CAR.Mat1+3 (T+)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	1	0	1	1	0.6	1	0.6								
	CAR.Mat2+4 (T+)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.7	0	1	1	1	1	0.6	1	0.6								
	CAR.W (T+)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	1	1	1	1	1	1	0.6								
	CAR.Temp(+)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	1	1	1	1	0.6	1	1								
	CAR.Pass (T-)	1	1	1	1	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	1	1	1	1	0.6			1	0.6						
	CAR.Esc (T-)	1	1	1	0.7	1	1	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	1	1	1	1	0.6			1	0.6						
	CAR.Cob (T-)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	1	1	1	0	0.6			1	0.6						
	CAR.Laje (T-)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	1	1	0.7	1	0.7	1	1	1	1	1	0.6			1	0.6						
	CAR.Maç (T-)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	1	1	0.7	1	1	1	1	1	0.6			1	0.6						
	CAR.Ponte (T-)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.6			1	0.6						
	CAR.Mat1+3 (T-)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	1	0	1	1	0.6			1	0.6						
	CAR.Mat2+4 (T-)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.7	0	1	1	1	1	0.6			1	0.6						
	CAR.W (T-)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	1	1	1	1	1			1	0.6						
	CAR.Temp(-)	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	1	1	1	1	0.6			1	1						

\* NOTA: A acção do vento deverá ser combinada com o vento proveniente de qualquer direcção



### 7.3 Combinções de acções no fosso de recepção

As acções no fosso de recepção foram tratadas numa análise separada, com as suas combinações respectivas. Segundo a NP EN 1997-1:2010, nos estados limites últimos estruturais (presente caso) tem-se com abordagem de cálculo a 1, com duas combinações possíveis. Os valores dos coeficientes parciais de segurança são os apresentados na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 – Coeficientes parciais de segurança no fosso de recepção

			Combinação 1	Combinação 2
<b>Acções</b>	Permanente $\gamma_G$	Desfavorável	1,35	1,0
		Favorável	1,00	1,0
	Variável $\gamma_Q$	Desfavorável	1,5	1,3
		Favorável	0,0	0,0
<b>Materiais</b>	Ângulo de atrito interno	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
	Peso volúmico	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

## 8 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

### 8.1 Pórtico Tipo

O Pré-dimensionamento foi efectuado através de um pórtico isolado o mais representativo possível considerando as áreas e inércias tipo A e I indicadas na Figura 8.1, com uma largura de influência de 5,7 m, e recorrendo-se a uma análise plana através do *software* SAP2000 e aos ábacos de pré-dimensionado desenvolvidos no decorrer deste trabalho.

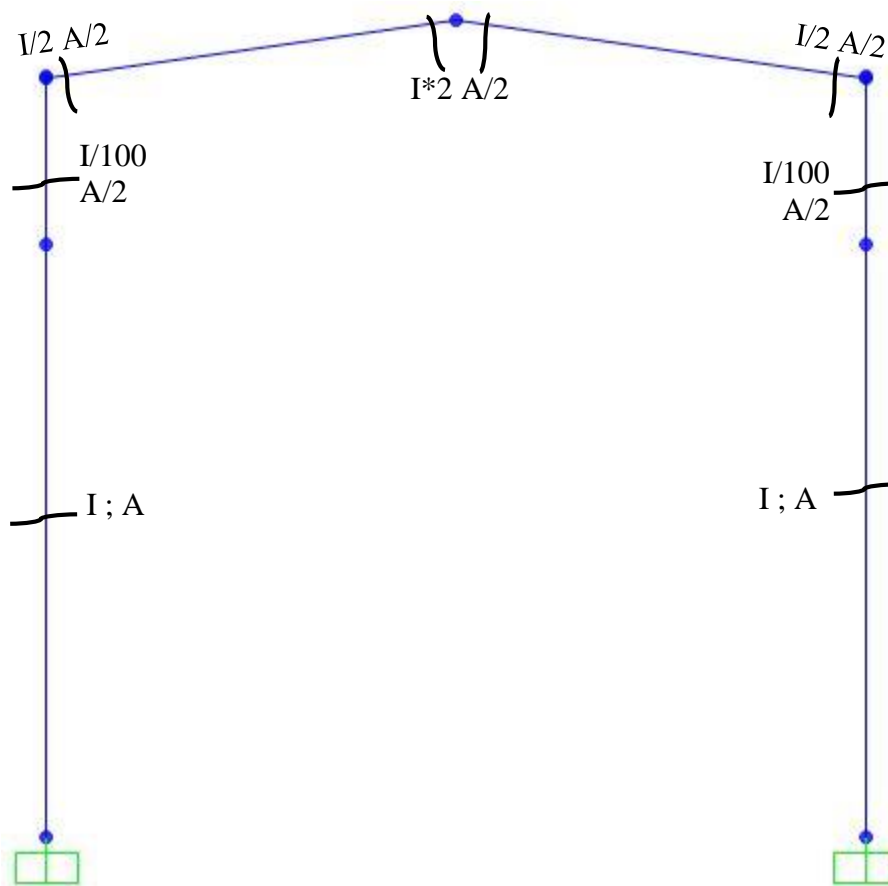


Figura 8.1 - Pórtico de Pré-dimensionamento

As acções consideradas no pré-dimensionamento são as a seguir indicadas e combinadas de acordo com a Tabela 7.2.

- Restantes Cargas Permanentes;
- Sobrecarga de Cobertura e Passadiço;
- Acção do Vento ( $W_{xx}$ ,  $W_{yy1}$  e  $W_{yy2}$ );
- Ponte Rolante;

### 8.1.1 Colunas – Pilares do Pórtico

Como já acima referido, adoptou-se por uma solução com pilares compostos, a fim de se obter uma solução mais económica. O espaçamento dos montantes foi condicionado pela largura do passadiço e pela ponte rolante, tendo-se considerado 1,0m entre os eixos. Os esforços máximos de cálculo obtidos para as colunas são da ordem de  $|N|_{\max}=134\text{kN}$  (compressão) e  $M_{\max}=711\text{kNm}$ .

O momento flector foi decomposto em esforços axiais pelos dois montantes tendo-se obtido uma compressão máxima de 778 kN, a que corresponde um Perfil HEA 180 (ver ábaco de dimensionamento no Anexo II ou excerto na Figura 8.2).

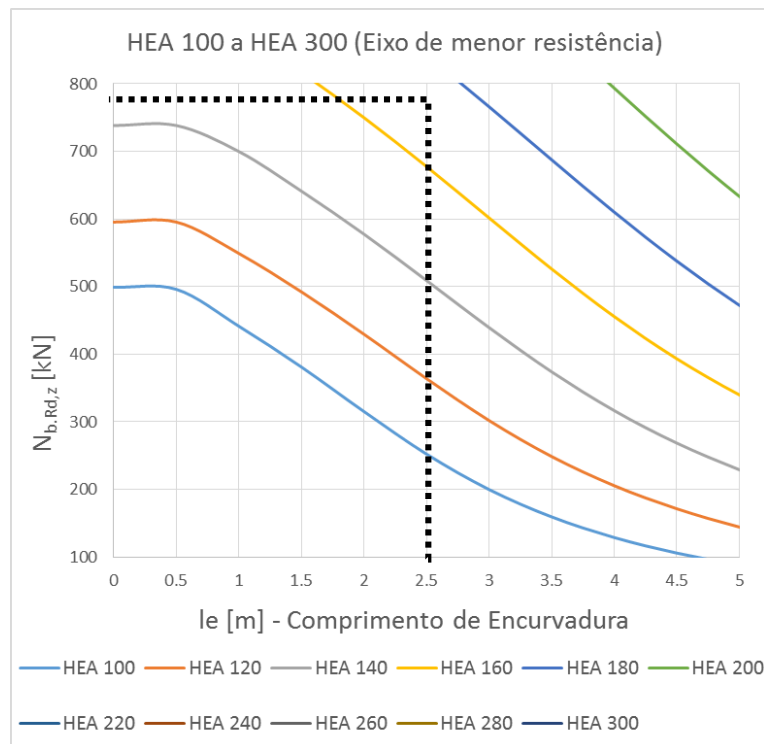


Figura 8.2 - Ábaco de dimensionamento HEA100 a HEA300 (excerto)

### 8.1.2 Travessas – Asnas

As vigas que representam as asnas no pré-dimensionamento estão sujeitas a momentos flectores absorvidos por um binário equivalente a dois esforços axiais nos cordões exteriores. Assim, neste caso, o  $M_{\max}=154\text{kNm}$  origina esforços axiais de  $|N|_{\max}=77\text{kN}$  (compressão/tracção).

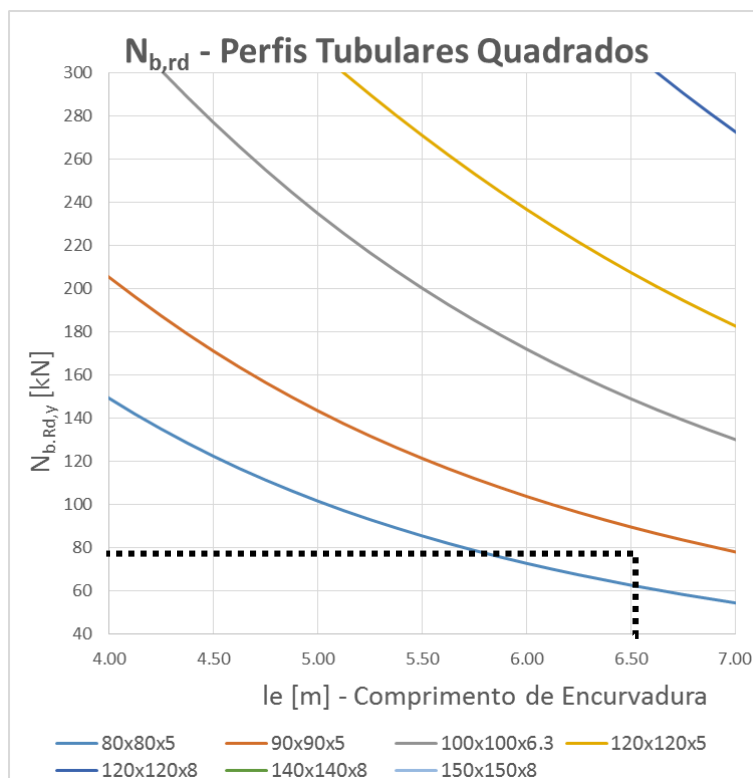


Figura 8.3 - Ábaco de dimensionamento 80x80x5 a 150x150x8 (excerto)

Atendendo que no pré-dimensionamento não foi contabilizado o peso próprio da asna, decidiu-se optar pelo perfil tubular 120x120x5 (ver Anexo II ou excerto na Figura 8.3).

### 8.1.3 Elementos de travamento

Os restantes elementos de travamento foram pré-dimensionados com recurso aos ábacos de dimensionamento (ver Anexo II).

### 8.1.4 Estados Limites de Utilização

A verificação do estado limite de deformação foi realizada já com base no modelo treliçado (secções compostas) tendo-se obtido os valores indicados na Tabela 8.1.

Tabela 8.1 - Deslocamentos no Pré-dimensionamento

Secção	$ \delta_{\max} $	$\delta_{\text{limite}}$
Pilares	6,4 cm	5,1 cm
Asna	0,6 cm	6,8 cm

Nota: Embora os deslocamentos obtidos nos pilares sejam superiores aos limites do estado limite de deformação considera-se esta solução uma vez que o pavilhão está estruturado com um conjunto de travamentos horizontais realizados através de um sistema de elementos triangulados nos pórticos de empena e na cobertura, que limitam consideravelmente as deformações obtidas no pórtico isolado.

## 8.2 Estacas

As estacas foram pré-dimensionadas recorrendo à Memória de cálculo nº 743 do LNEC da autoria do prof. Guy de Castro com base nas expressões a seguir indicadas:

- 1º Critério de iteração:  $\frac{L}{d} \approx 25(=)d \approx \frac{30}{25} = 1.2 \text{ m}$
- 2º Critério de iteração:  $\sigma_{méd} \leq 7500 \text{ kPa}$

Ao considerar-se que a carga total é de 153000 kN a dividir por 32 estacas, ter-se-á 4700 kN em cada estaca. Optando-se por estacas de 1,0m de diâmetro a tensão média é  $\sigma_{méd} = 6090 \text{ kPa}$ , que cumpre o 2º critério de pré-dimensionamento e está também próximo do 1º critério.

## 9 CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

### 9.1 Estrutura Metálica

#### 9.1.1 Secções e Elementos Metálicos

A verificação da segurança da estrutura metálica (secções e elementos) foi efectuada com recurso a uma folha de cálculo em *Excel*, desenvolvida no decorrer do presente trabalho<sup>1</sup>, tendo como base os seguintes fluxogramas (Figura 9.1 a Figura 9.6), definidos a partir da NP EN 1993-1-1:2010.

Os coeficientes parciais de segurança, de acordo com a referida norma, são os indicados na Tabela 9.1. A descrição das características dos aços e respectivas siglas estão indicadas na Tabela 9.2.

*Tabela 9.1 - Coeficientes parciais de segurança no cálculo de elementos metálicos*

<b>Sigla</b>	<b>Descrição</b>	<b>Valor</b>
$\gamma_{M0}$	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe.	1,0
$\gamma_{M1}$	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento.	1,0
$\gamma_{M2}$	Coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais traccionadas em zonas com furos de ligação.	1,25

*Tabela 9.2 – Siglas dos aços*

<b>Sigla</b>	<b>Descrição</b>
$f_y$	Tensão de cedência
$f_u$	Tensão última ou de rotura

<sup>1</sup> A folha de cálculo de dimensionamento de secções e elementos metálicos foi desenvolvida em parceria com o colega Daniel Correia, aluno nº36074.

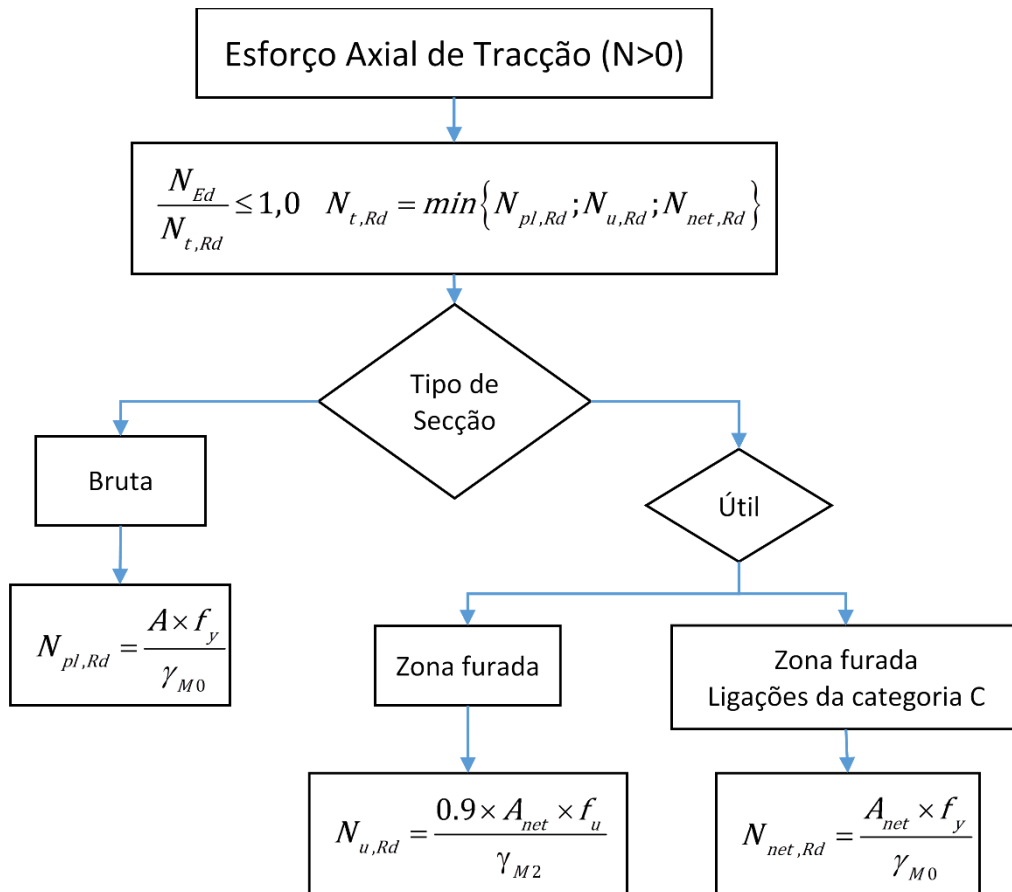


Figura 9.1 – Fluxograma do Esforço Axial de Tracção (Secções Metálicas)

Em que:

- $N_{Ed}$  – valor de cáculo do esforço normal existente;
- $N_{t,Rd}$  – valor de cáculo do esforço normal resistente de tracção;
- $A$  – rea da secção transversal;
- $A_{net}$  – rea útil da secção transversal.

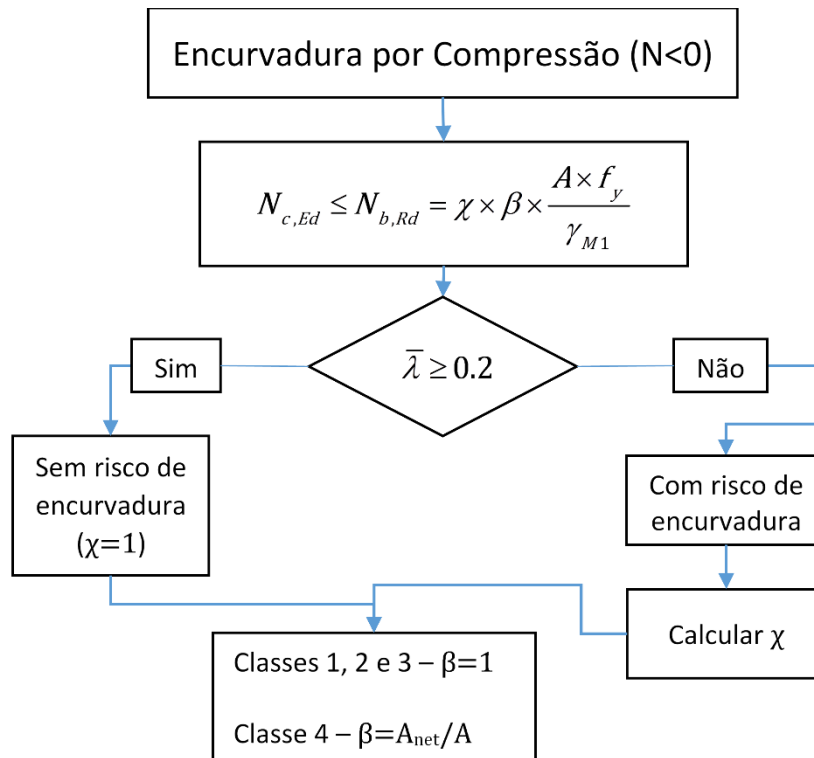


Figura 9.2 - Fluxograma de Encurvadura por Compressão (Elementos Metálicos) – Colunas

Em que:

- $N_{c,Ed}$  – valor de cálculo do esforço normal existente à compressão;
- $N_{b,Rd}$  – valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido;
- $\chi$  – coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado;
- $\beta$  – parâmetro para tomar em consideração a classe do perfil;
- $A$  – área da secção transversal.

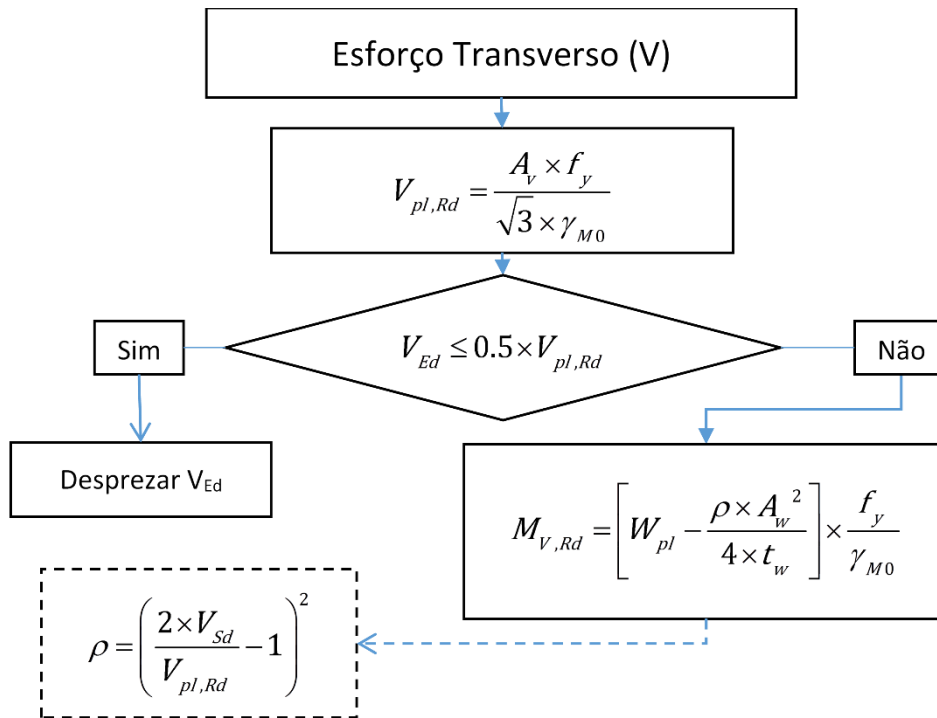


Figura 9.3 - Fluxograma do Esforço Transverso (Secções Metálicas)

Em que:

- $V_{pl,Rd}$  – valor de cálculo do esforço transverso resistente;
- $A_v$  – área de corte da secção transversal;
- $V_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço transverso existente;
- $M_{V,Rd}$  – valor de cálculo do momento flector resistente, reduzido da interacção com o esforço transverso;
- $W_{pl}$  – módulo de flexão plástico;
- $A_w$  – área da alma do perfil;
- $t_w$  – espessura da alma do perfil;
- $\rho$  – coeficiente de redução para determinar os valores de cálculo do momento flector resistente, tendo em consideração a interacção com o esforço transverso.

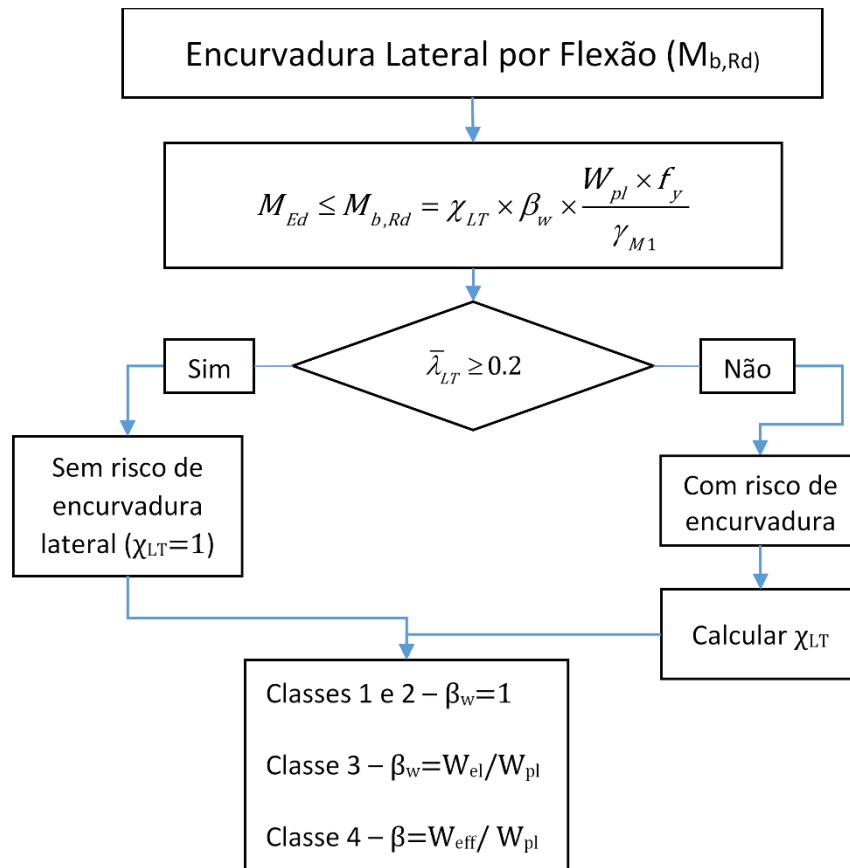


Figura 9.4 - Fluxograma da Encurvadura Lateral por Flexão (Elementos Metálicos) – Vigas

Em que:

- $M_{Ed}$  – valor de cálculo do momento flector existente;
- $M_{b,Rd}$  – valor de cálculo do momento flector resistente à encurvadura lateral;
- $W_{pl}$  – módulo de flexão plástico;
- $\chi_{LT}$  – coeficiente de redução para a encurvadura lateral;
- $\beta_w$  – parâmetro para tomar em consideração a classe do perfil;
- $\bar{\lambda}_{LT}$  – coeficiente de redução para a encurvadura lateral.

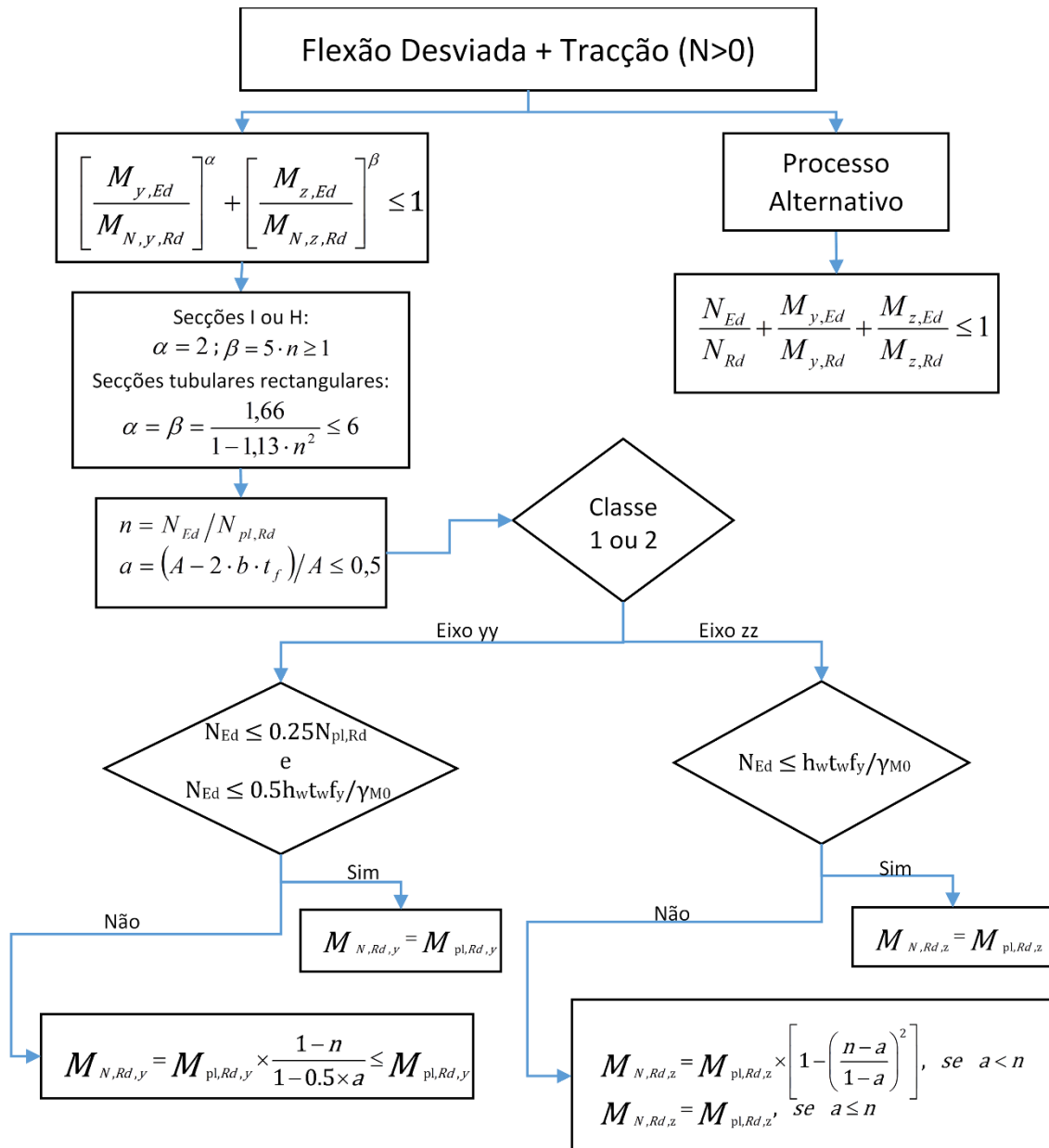


Figura 9.5 - Fluxograma de Flexão Desviada com Tracção (Secções Metálicas)

Em que:

- $M_{N,y,Rd}$  e  $M_{N,z,Rd}$  – valor de cálculo do momento flector resistente, considerado a interacção com o esforço normal, respectivamente segundo o eixo yy e o eixo zz;
- $\alpha$  e  $\beta$  – parâmetros para tomar em consideração o efeito da flexão desviada;
- $a$  – relação entre a área da alma e a área bruta de uma secção transversal;
- $n$  – relação entre os valores de cálculo do esforços normal actuante e o resistente plástico de uma secção transversal bruta;
- $h_w$  e  $t_w$  – respectivamente a altura e espessura da alma do perfil.

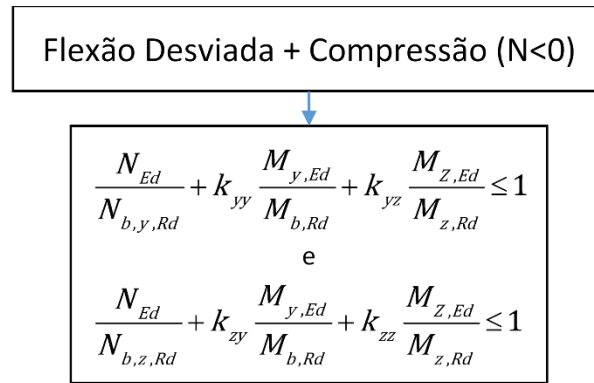


Figura 9.6 - Fluxograma de Flexão Desviada com Compressão (Elementos Metálicos) – Colunas-Vigas

Em que:

- $N_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço normal existente;
- $N_{b,y,Rd}$  – valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura segundo o eixo yy de um elemento comprimido;
- $N_{b,z,Rd}$  – valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura segundo o eixo zz de um elemento comprimido;
- $M_{b,Rd}$  – valor de cálculo do momento flector resistente à encurvadura lateral;
- $M_{z,Rd}$  – valor de cálculo do momento flector resistente segundo o eixo yy;
- $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  e  $k_{zz}$  – factores de interacção.

### 9.1.2 Ligações Metálicas

As ligações soldadas foram dimensionadas, de acordo com a NP EN 1993-1-8:2010 através da seguinte expressão:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot a \quad \text{Eq. 9.1}$$

Em que:

- $F_{w,Ed}$  – valor de cálculo de esforço actuante na soldadura;
- $F_{w,Rd}$  – valor de cálculo da resistência da soldadura;
- $\beta_w$  – factor de correlação ( $\beta_w=0,8$  para aço S235);
- $f_u$  – valor nominal da tensão de rotura do aço à tracção;

- a – espessura do cordão de soldadura (deverá estar compreendido entre 3,0mm e 70% da menor espessura dos elementos a ligar);

## 9.2 Betão Armado

Na verificação da segurança das secções de betão armado foram utilizados os coeficientes parciais de segurança de acordo com a NP EN 1992-1-1:2010, apresentados na Tabela 9.3.

Tabela 9.3 - Coeficientes parciais de segurança no cálculo de secções de betão armado

Sigla	Descrição	Valor
$\gamma_c$	Coefficiente parcial relativo ao betão	1,5
$\gamma_s$	Coefficiente parcial relativo ao aço das armaduras	1,15

Os valores característicos das tensões de cálculo e rotura do betão (C 25/30) à compressão e da tensão de cedência do aço (A 500 NR) à tracção são os indicados na Tabela 9.4.

Tabela 9.4 – Siglas das tensões no betão armado

Sigla	Descrição	Valor
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão	16,7 MPa
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras	435 MPa

Para o cálculo das armaduras nas secções foi utilizado o *software GaLa Reinforcement 4.1e*, assim como algumas tabelas de cálculo em *Excel* desenvolvidas para o efeito, com a finalidade de serem validados os valores obtidos no *SAP2000*.

### 9.2.1 Pilares

#### 9.2.1.1 Estados Limites Últimos

##### a) Resistência à Flexão

Os pilares de betão armado foram dimensionados segundo a NP EN 1992-1-1:2010 com recurso ao programa *GaLa Reinforcement* e, posteriormente, comparados com as armaduras mínimas e máximas definidas no EC2, pelas Eq. 9.2 e Eq. 9.3, respectivamente.

$$A_{s,\min} = 0,10 \cdot \frac{N_{ed}}{f_{yk}} \geq 0,002 \cdot A_c \quad \text{Eq. 9.2}$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c \text{ ou } 0,08 \cdot A_c \text{ nas zonas de emendas} \quad \text{Eq. 9.3}$$

Em que:

- $N_{ed}$  – Esforço axial de cálculo;
- $f_{yk}$  – Valor da tensão de cedência das armaduras;
- $A_c$  – Área da secção transversal de betão.

### b) Resistência ao Esforço Transverso

Na verificação da resistência dos elementos ao esforço transverso foi verificado a capacidade resistente do betão, Eq. 9.4, e, posteriormente, calculada as armaduras, Eq. 9.5, através de uma tabela de cálculo desenvolvida em *Excel*. O espaçamento máximo entre estribo é dado por

$$s_{cl,\max} = \min \{ 14 \cdot \phi_{long,\min}; b; 300 \text{ mm} \}.$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \quad \text{Eq. 9.4}$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{V_{ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \quad \text{Eq. 9.5}$$

Em que:

- $V_{Rd,c}$  – valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armaduras de punçoamento;
- $C_{Rd,c} = 0,12$ ;
- $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$ , ( $d$  em mm);
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$ ;
- $k_1 = 0,1$ ;
- $\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2$ ;
- $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;

- $V_{ed}$  – Esforço transversal de cálculo;
- $z$  – braço do binário;
- $f_{ywd}$  – Valor da tensão de cedência das armaduras ao esforço transversal;
- $\theta$  – Ângulo das escoras com o eixo do pilar.

### 9.2.1.2 Estados Limites de Utilização

O controlo da fendilhação foi realizado comparando as aberturas das fendas obtidas no *software GaLa Reinforcement* ( $w_k$ ) com o limite máximo  $w_{max}=0,3mm$ , para betão da classe XC3 (betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente moderada), ou seja a condição fica verificada se  $w_k \leq w_{max}$ .

## 9.2.2 Paredes

### 9.2.2.1 Estados Limites Últimos

As Paredes dos Tanques de armazenagem estão sujeitos a 2 tipos de esforços que provocam tracções/compressões nas armaduras, que são obtidos através dos esforços de flexão ( $M11$ ,  $M22$  e  $M12$ ) e dos esforços axiais que actuam segundo os eixos 1 e 2 ( $F11$  e  $F22$ ) conforme as seguintes ilustrações.

Os esforços de flexão,  $M11$  e  $M22$ , foram combinados com os esforços de torção dos elementos de placa,  $M12$ , através das seguintes expressões:

- Se  $M11 > 0$ ,  $M11_{Ed} = M11 + |M12|$  *Eq. 9.6*

- Se  $M11 < 0$ ,  $M11_{Ed} = M11 - |M12|$  *Eq. 9.7*

- Se  $M22 > 0$ ,  $M22_{Ed} = M22 + |M12|$  *Eq. 9.8*

- Se  $M22 < 0$ ,  $M22_{Ed} = M22 - |M12|$  *Eq. 9.9*

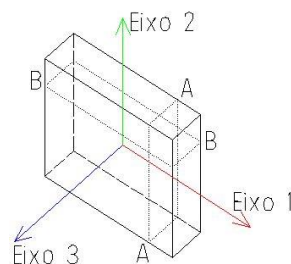


Figura 9.7 - Eixos num elemento tipo Shell no SAP2000

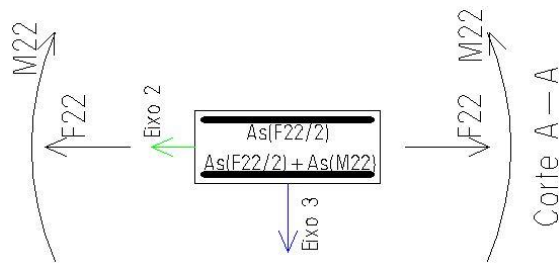


Figura 9.8 - Esforços de M22 e F22 num elemento Shell

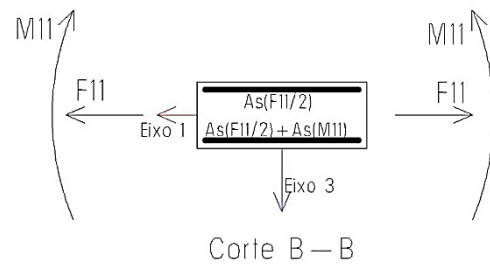


Figura 9.9 - Esforços de M11 e F11 num elemento Shell

Conforme a NP EN 1992:2010, as paredes dos tanques funcionam como “vigas-paredes”, pelo que as armaduras calculadas através do *software GaLa Reinforcement* foram comparadas com os seguintes critérios:

- $A_{s,db\min} = 0,001 \cdot A_c \geq 150 \text{ mm}^2/\text{m}$  e 25% da armadura longitudinal na direcção contrária;
- $A_{s,v\max} = 0,04 \cdot A_c$ , idêntico a uma parede.

### 9.2.2.2 Estados Limites de Utilização

O estado limite de fendilhação foi controlado através do *software GaLa Reinforcement*, tal como nos pilares, ver 9.2.1.2.

O estado limite de deformação foi verificado para um valor limite de deslocamento de  $\delta_{\max} = L/250$ .

### 9.2.3 Ensoleiramento

#### 9.2.3.1 Estados Limites Últimos

O ensoleiramento funciona como laje de fundo e, simultaneamente, como maciço de encabeçamento das estacas, pelo que as armaduras de flexão foram calculadas, através do *software GaLa Reinforcement*, considerando uma laje com 1,3m de espessura (Figura 9.10), tendo-se verificado igualmente o estado limite último de punçoamento (Figura 9.11).

## a) Resistência à Flexão

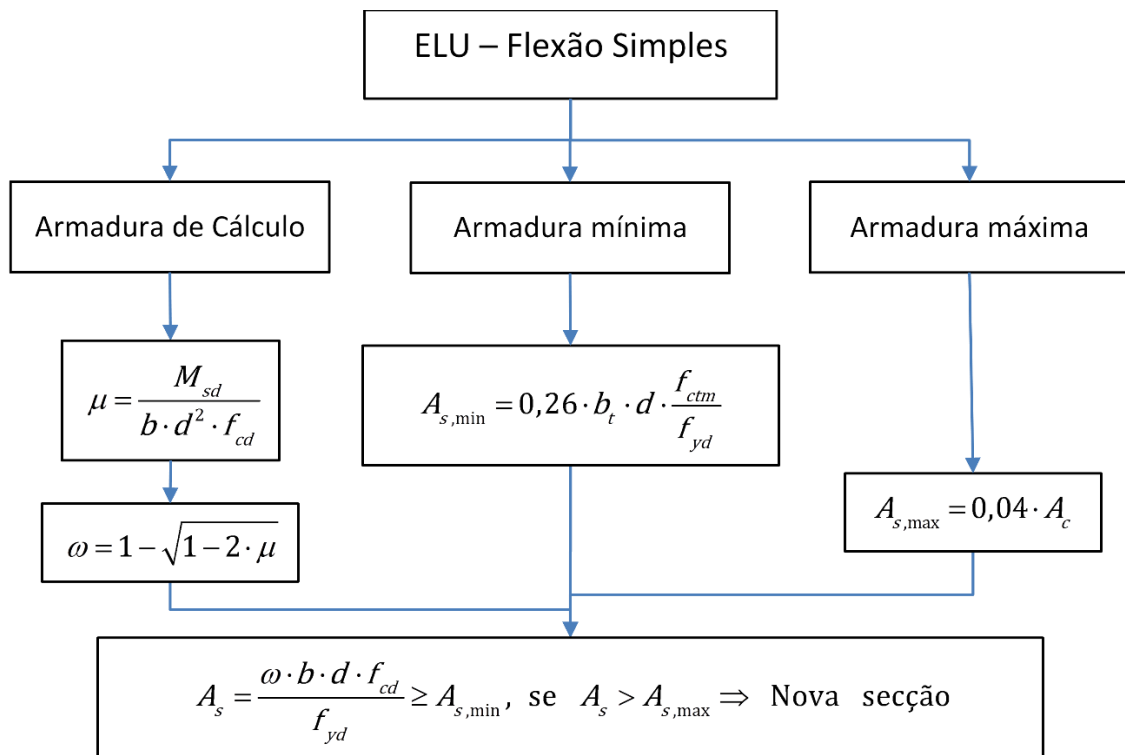


Figura 9.10 – Fluxograma de flexão simples em lajes

Em que:

- $M_{sd}$  – Momento flector existente;
- $b$  – Largura (adoptado 1m);
- $d$  – Altura da laje sem o recobrimento;
- $\mu$  – Momento flector reduzido;
- $\omega$  – Percentagem mecânica de armadura;
- $b_t$  – Largura traccionada (adoptado 1m);
- $f_{ctm}$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples;
- $A_{s,min}$  – Área mínima de armadura;
- $A_c$  – Área da secção de betão;
- $A_{s,max}$  – Área máxima de armadura;
- $A_s$  – Área de armadura.

**b) Resistência ao Punçoamento**

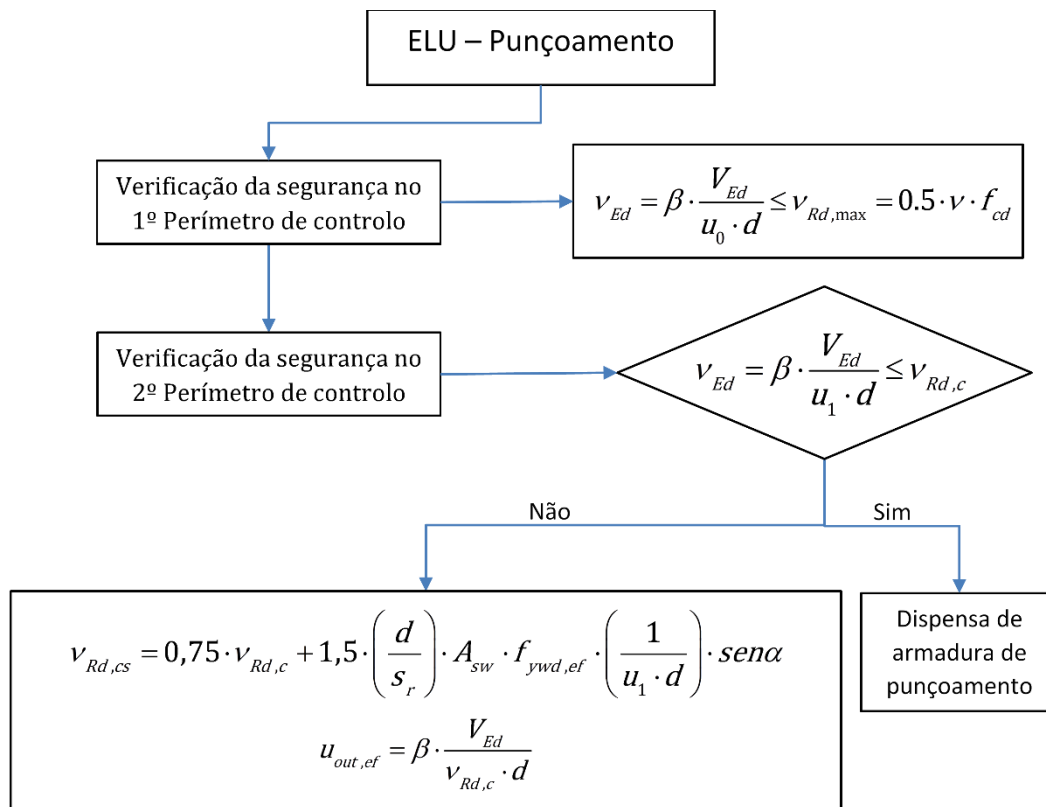


Figura 9.11 - Fluxograma de Punçoamento

Em que:

- $v_{Ed}$  – tensão de punçoamento máxima;
- $\beta = 1 + 0,6 \cdot \pi \cdot e / (D + 4d)$ ;
- $e = M_{Ed} / V_{Ed}$ ;
- $D$  – diâmetro da estaca;
- $d$  – altura útil da laje;
- $V_{Ed}$  – Esforço de corte existente;
- $u_0$  – perímetro da área carregada;
- $v = 0,6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$ ;
- $s_r$  – espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento [mm];
- $A_{sw}$  – Área de perímetro das armaduras de punçoamento em torno do pilar [mm<sup>2</sup>];
- $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd}$ ;
- $u_1$  – perímetro básico de controle;

- $u_{out,ef}$  – perímetro de controle com dispensa de armadura;

### 9.2.3.2 Estados Limites de Utilização

Os estados limites de utilização do ensoleiramento foram controlados pelo mesmo processo que os muros dos tanques, ver 9.2.2.2.

## 9.2.4 Estacas

### 9.2.4.1 Modelação das Estacas

As condições de apoio das estacas foram modeladas através do modelo de Winkler (Figura 9.12), considerando molas horizontais espaçadas de um metro ao longo da estaca, de modo a simular a rigidez do solo. O cálculo da rigidez das molas varia conforme o tipo de extracto atravessado e é designado de  $K_z$ .

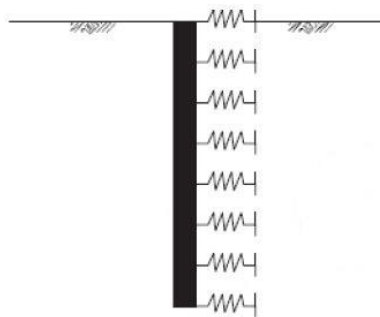


Figura 9.12 - Modelação das Estacas, modelo de Winkler

Nos estratos de “fraca” consistência o valor da rigidez da mola foi calculado através da Eq. 9.10.

$$K_z = \eta_h \cdot z \cdot a / d \quad \text{Eq. 9.10}$$

Em que:

- $K_z$  – Rigidez da mola [kN/m];
- $\eta_h$  – varia conforme o tipo de terreno, adoptado 4000 kN/m<sup>3</sup> no estrato de aterro e 50 kN/m<sup>3</sup> no estrato de lodos;
- $z$  – profundidade [m];
- $a$  – espaçamento das molas [m];
- $d$  – diâmetro da estaca [m].

A 23 metros de profundidade encontra-se uma camada com uma consistência muito mais elevada, pelo que a fórmula de cálculo utilizada neste caso para obter a rigidez foi seguinte:

$$K_z = 0,65 \times 12 \sqrt{\frac{E_s \cdot d^4}{(E_e \cdot I_e)}} \times \frac{E_s}{d \cdot (1 - \nu_s^2)} \times a \quad \text{Eq. 9.11}$$

Em que:

- $K_z$  – Rigidez da mola [kN/m];
- $E_s$  – módulo de elasticidade do Solo [kPa];
- $d$  – diâmetro da estaca [m];
- $E_e$  – módulo de elasticidade da estaca [kPa];
- $I_e$  – Inércia da secção da estaca [m<sup>4</sup>];
- $\nu_s$  – coeficiente de poisson;
- $a$  – espaçamento das molas [m].

O cálculo da rigidez vertical das molas ( $K_w$ ) foi efectuado através da Eq. 9.12 e da Eq. 9.13.

$$w_1 = \frac{0,35 \cdot N \cdot d}{A_e \cdot E_e} \quad \text{Eq. 9.12}$$

$$K_w = \frac{N}{w_1} \quad \text{Eq. 9.13}$$

Em que:

- $N$  – Esforço axial unitário [kN];
- $d$  – diâmetro da estaca [m];
- $A_e$  – Área da secção da estaca [m<sup>2</sup>];
- $E_e$  – Módulo de elasticidade da estaca;
- $w_1$  – Assentamento devido a carga unitária;

### 9.2.4.2 Estados Limites Últimos

#### a) Capacidade Resistente do Terreno

O estado limite último de ruptura do terreno foi verificado através de uma folha de cálculo desenvolvida em *Excel*, de acordo com o fluxograma da Figura 9.13 com base nas combinações de Tabela 9.5 (abordagem de cálculo 1).

Tabela 9.5 - Coeficiente de combinação em Estacas

			Combinação 1	Combinação 2
<b>Acções</b>	Permanente	Desfavorável	1,35	1,0
		Favorável	1,00	1,0
	Variável	Desfavorável	1,5	1,3
		Favorável	0,0	0,0
<b>Materiais</b>	Ângulo de atrito interno	$\gamma_{\phi}$	1,0	1,0
	Coesão	$\gamma_{c'}$	1,0	1,0
	Peso volúmico	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,0
<b>Resistência do Terreno</b>	Ponta	$\gamma_b$	1,0	1,3
	Lateral	$\gamma_s$	1,0	1,3
	Total	$\gamma_t$	1,0	1,3

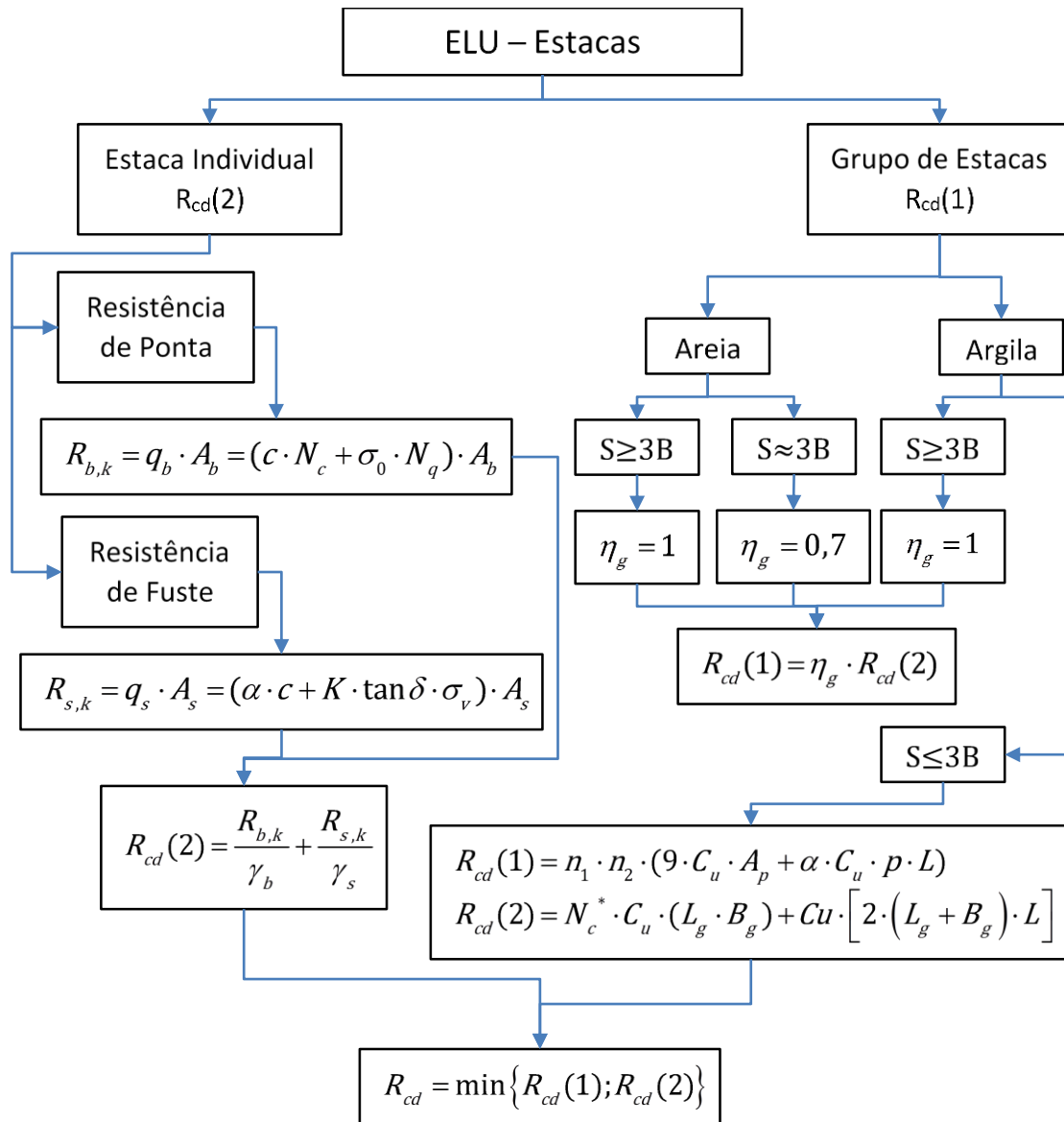


Figura 9.13 - Fluxograma do ELU de ruptura do terreno em Estacas

**b) Resistência à Flexão**

O cálculo das armaduras foi realizado através do *software* GaLa Reinforcement com uma combinação quadrática (Eq. 9.14) dos momentos flectores segundo os eixos 2 e 3 num único momento flector.

$$M_{final} = \sqrt{M_{22}^2 + M_{33}^2} \tag{Eq. 9.14}$$

Posteriormente ao cálculo da armadura foi comparada a armadura mínima, de acordo com a seguinte tabela, transposta do EC2.

Tabela 9.6 - Armaduras mínimas em estacas (Quadro 9.6N do EC2)

Secção da estaca ( $A_c$ )	Área mínima de armaduras longitudinais ( $A_{s,bpmin}$ )
$A_c \leq 0,5m^2$	$A_s \geq 0,005 \cdot A_c$
$1,0m^2 < A_c \leq 0,5m^2$	$A_s \geq 25,0 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0m^2$	$A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$

Como se optou por estacas com 1,0m de diâmetro ( $A_c=0,785 \text{ m}^2$ ) o valor mínima das armaduras é  $A_{s,bpmin}=25,0\text{cm}^2$ . A armadura está limitada também pelo diâmetro mínimo ( $\emptyset 16$ ) e pela distância livre entre os varões longitudinais ( $s_{max}=200\text{mm}$ ).

### c) Resistência ao Esforço Transverso

O processo de cálculo das cintas das estacas é idêntico ao utilizado nos pilares, Eq. 9.5.

#### 9.2.4.3 Estados Limites de Utilização

Os estados limites de fendilhação e de deformação foram verificados do mesmo modo que os pilares, sendo que a classe de exposição considerada foi a XC4.

## 10 REGULAMENTAÇÃO

Tabela 10.1 - Regulamentação utilizada

<b>Norma</b>	<b>Título</b>	<b>Parte</b>	<b>Subtítulo</b>	<b>Ano</b>
NP EN 1990	Eurocódigo 0: Bases para projecto de estruturas			2009
NP EN 1991	Eurocódigo 1: Acções em estruturas	1-1: Acções Gérias	Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios	2009
		1-4: Acções Gerais	Acções do vento	2010
		1-5: Acções Gerais	Acções térmicas	2009
EN 1991	Eurocode 1: Actions on structures	4: Silos and tanks		2006
NP EN 1992	Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão	1-1: Regras gerais e regras para edifícios		2010
NP EN 1993	Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço	1-1: Regras gerais e regras para edifícios		2010
		1-8: Projecto de Ligações		2010
NP EN 1997	Eurocódigo 7: Projecto geotécnico	1: Regras gerias		2010
NP EN 1998	Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos	1: Regras gerias, acções sísmicas e regras para edifícios		2010
NP EN 206	Betão	1: Especificação, desempenho, produção e conformidade		2007